

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

О. П. Галкіна

ІНЖЕНЕРНА ГІДРАВЛІКА

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів 2–3 курсів денної та заочної форм навчання
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, спеціалізації
(освітні програми) «Цивільна інженерія (Водопостачання та
водовідведення) », «Гідротехніка (Водні ресурси) »)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2020

Галкіна О. П. Інженерна гідравліка : конспект лекцій для студентів 2–3 курсів денної та заочної форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, спеціалізації (освітні програми) «Цивільна інженерія (Водопостачання та водовідведення)», «Гідротехніка (Водні ресурси)» / О. П. Галкіна ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 103 с.

Автор
канд техн. наук О. П. Галкіна

Рецензент

Т. О. Шевченко, кандидат технічних наук, доцент кафедри водопостачання, водовідведення і очищення вод (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою водопостачання, водовідведення та очищення вод, протокол № 1 від 29 серпня 2019 р.

Конспект лекцій складено з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять, заліків та іспитів із розділу «Інженерна гідравліка відкритих русел» курсу інженерної гідравліки.

© О. П. Галкіна, 2020

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020

ЗМІСТ

Вступ.....	5
Змістовий модуль 1 Рух рідини у відкритих руслах.....	6
Тема 1 Рівномірний рух рідини у відкритих руслах.....	6
1.1 Класифікація безнапірних потоків.....	7
1.2 Умови рівномірного руху в відкритому руслі.....	9
1.3 Основне рівняння безнапірного рівномірного руху.....	9
1.4 Гідравлічні елементи живого перерізу потоку в каналі.....	13
1.5 Гідравлічно найвигідніший переріз каналів.....	14
1.6 Розрахункові швидкості води в каналі.....	16
Тема 2 Основні задачі при розрахунках каналів на рівномірних рух.....	21
2.1 Визначення нормальної глибини потоку.....	21
2.2 Розрахунок русел трапецієподібного поперечного перерізу.....	26
Тема 3 Нерівномірний рух у відкритих руслах.....	28
3.1 Основні поняття й визначення.....	28
3.2 Основне диференційне рівняння нерівномірного руху води	30
3.3 Диференційне рівняння нерівномірного руху води у непризматичних руслах.....	31
3.4 Питома енергія перерізів, критична глибина і критичний ухил	34
3.5 Бурхливий, спокійний і критичний стан потоку.....	39
Тема 4 Витікання рідини з отворів і насадків.....	41
4.1 Класифікація отворів.....	41
4.2 Витікання рідини з малого отвору в атмосферу.....	43
4.3 Витікання рідини через насадки.....	46
Змістовий модуль 2 Сполучення б'єфів.....	50
Тема 5 Водозливи, їх класифікація.....	50
5.1 Загальні відомості, термінологія.....	50
5.2 Класифікація водозливів.....	53
5.3 Водозлив з тонкою стінкою. Коефіцієнт витрати водозливу.....	56
5.4 Водозливи з тонкою стінкою практичного профілю.....	60
5.5 Водозливи з широким порогом	62
5.6 Витрати стічних вод на очисних спорудах.....	65
Тема 6 Сполучення б'єфів.....	66

6.1 Загальні поняття про сполучення б'єфів.....	66
6.2 Задачі про сполучення б'єфів.....	69
6.3 Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя.....	72
Тема 7 Гідравлічний стрибок.....	76
7.1 Основні поняття та визначення.....	76
7.2 Рівняння стрибкової функції.....	78
7.3 Довжина гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвилястого стрибка. Втрати енергії в стрибку.....	80
Змістовий модуль 3 Рух ґрунтових вод.....	84
Тема 8 Види фільтрації. Основний закон фільтрації.....	84
8.1 Види фільтрації.....	84
8.2 Основний закон фільтрації, ламінарна і турбулентна фільтрація	87
8.3 Коефіцієнт фільтрації.....	90
Тема 9 Приплив води до споруд.....	94
Контрольні завдання.....	101
Список використаних джерел.....	102

ВСТУП

Конспект лекцій написано відповідно до програми курсу «Інженерна гідравліка» для студентів денної і заочної форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньої програми «Цивільна інженерія (Водопостачання та водовідведення)», «Гідротехніка (Водні ресурси)» та спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології.

У конспекті лекцій наведені загальні відомості про рух рідини у відкритих руслах, розглянуті питання рівномірного й нерівномірного руху рідини у відкритих руслах, наведені основні принципи розрахунків каналів, безнапірного руху рідини в закритих руслах тощо. Також у конспекті лекцій розглянуті питання витікання рідини з отворів і насадок, характеристики водозливів, а також сполучення б'єфів, гідравлічний стрибок тощо.

Метою вивчення дисципліни «Інженерна гідравліка» є вивчення гідравлічних законів руху рідини, їх застосування у практиці водопостачання та водовідведення; а також підготовка фахівця, який володітиме знаннями, пов'язаними з вирішенням технічних питань у галузі водопостачання, водовідведення та очищення води.

Узагалі, основним завданням інженерної гідравліки є практичне вирішення задач, пов'язаних з проектуванням і експлуатацією гідротехнічних споруд, магістральних і зрошувальних каналів, закритих і відкритих зрошувальних мереж, водозаборів тощо.

Тому, для вирішення цих питань необхідний грамотно виконаний не тільки гідравлічний розрахунок споруд, а й розрахунок гідравлічних параметрів потоку, який зазвичай здійснюють на його прогнозі. Виконання гідравлічних розрахунків споруд і параметрів потоку обумовлене також ростом антропогенних навантажень на природне середовище. Динаміка росту навантажень перевищує екологічні допустимі норми, а ліквідація яких потребує застосування енергоємних носіїв. Таким чином, у сучасних умовах актуальними залишаються питання, пов'язані з математичним моделюванням гідравлічних процесів, які базуються на базових рівняннях механіки рідин, гідравліки тощо.

Конспект лекцій призначений для студентів 3 курсів та 2 курсів прискореної форми навчання вищих навчальних закладів, які готують спеціалістів у галузі водопостачання, каналізації, гідротехнічного будівництва, водної інженерії та водних технологій.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1 РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

Тема 1 Рівномірний рух рідини у відкритих руслах

При русі у відкритому руслі будь-яка місцева зміна умов руху неминуче призведе до деформації живого перерізу потоку на деякій його довжині.

Усталеним рухом рідини називають рух, під час якого його характеристики (швидкість, тиск, глибина тощо) не змінюються з часом. За неусталеного руху вказані характеристики змінюються з часом.

Розглянемо сталий рух рідини, що плавно змінюється, у відкритих руслах, при якому зміна основних параметрів потоку по його довжині відбувається плавно. Тому, при виведенні рівнянь руху можна знехтувати складовими місцевих швидкостей у площині живого перерізу потоку й прийняти розподіл тиску в цій площині відповідно до гідростатичного закону. Вважаємо, що робота сил опору при нерівномірному й рівномірному русі практично однакова.

У інженерній практиці відкриті русла розділяють на дві категорії:

- призматичні;
- непризматичні.

До *призматичних* русел належать русла, в яких основні геометричні параметри потоку залишаються постійними по всій довжині. Форма і розміри елементів поперечного профілю за довжиною зберігаються незмінними. Площа живого перерізу потоку може змінюватися тільки у зв'язку зі зміною глибини потоку.

У *непризматичних* русел форма і (або) геометричні розміри поперечного профілю міняються за довжиною русла. Тому площа живого перерізу потоку є функцією довжини русла і функцією глибини потоку вздовж русла. У такому руслі рух нерівномірний.

Площа живого перерізу потоку призматичного русла залежить від глибини наповнення русла:

$$\omega = f(h). \quad (1.1)$$

Для *непризматичного* русла площа живого перерізу потоку є функцією двох змінних:

$$\omega = f(h, S), \quad (1.2)$$

де h – глибина наповнення русла;

S – характерний поперечний розмір для певної форми русла.

Рух рідини в каналі називають безнапірним рухом, особливістю якого є наявність вільної поверхні з однаковим тиском за всією її довжиною.

З точки зору гідравліки безнапірні потоки можна розділити на:

- усталені потоки з рівномірним рухом рідини;
- неусталені потоки, які часто називають швидкотоками.

Характер і швидкість руху рідини, ухил і форма вільної поверхні, глибина потоку залежить від форми перерізу русла, його розмірів та ухилу дна. Ухили дна таких потоків зазвичай невеликі, тому живі перерізи у відкритих руслах умовно приймаються вертикальними і глибина потоку вимірюється по вертикалі.

1.1 Класифікація безнапірних потоків

Канал (зокрема, земляне русло) – це штучне русло, зазвичай з правильною формою поперечного перетину. Найбільшого поширення набула канали з трапецієвидною формою поперечного перерізу.

Рух води у відкритому каналі – безнапірний, що відбувається під дією сили тяжіння (самопливом). Безнапірні рух можна спостерігати також у замкнених тунелях, лотках, каналізаційних трубах тощо.

Русла розділяють за параметрами, що визначають зміну площі живого перерізу за довжиною потоку, на непризматичні та призматичні (циліндричні).

За формою профілю поперечного перерізу русла можуть бути:

- правильної;
- неправильної форми.

Призматичні русла мають правильну форму. Вони можуть бути прямокутного, трикутного, трапецієподібного перерізу (рис. 1.1, а, б, в).

Якщо поперечний профіль русла правильної форми окреслений кривою лінією, колом (рис. 1.1, д) або параболою (рис. 1.1, г), яка визначається за всією довжиною русла одним рівнянням, то таке русло називається циліндричним (рис. 1.1, г, д).

Правильну форму найчастіше мають штучні русла. До русел неправильної форми належать полігональні (складні) русла (рис. 1.1, ж) і русла природних потоків (рис. 1.1, е).

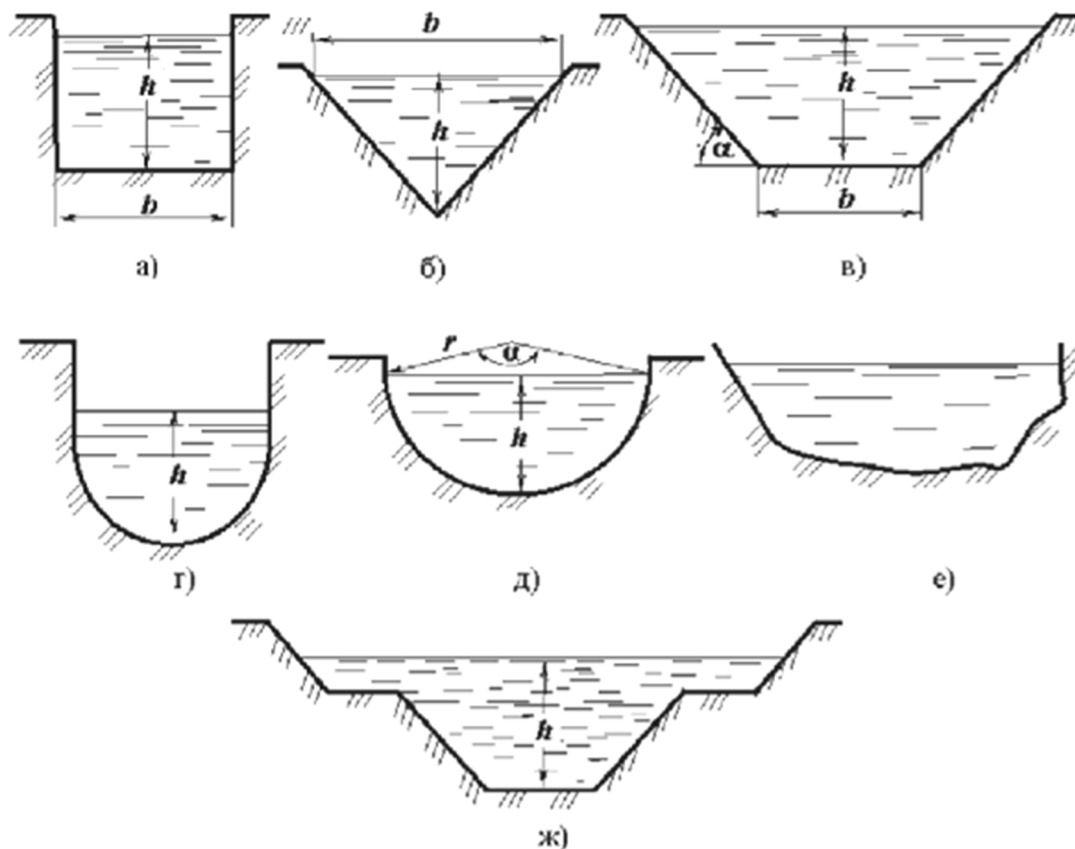


Рисунок 1.1 – Типи відкритих русел

Відкриті русла за повздовжнім ухилом дна поділяються на:

- русла з позитивним (прямим) геометричним ухилом $i > 0$, коли дно русла понижується в напрямку руху потоку;
- горизонтальні русла при $i = 0$;
- русла з негативним (зворотним) ухилом дна $i < 0$, коли дно русла підвищується у напрямку руху рідини.

Переважаюча частина наземних потоків є відкритими, тобто сполучаються з атмосферою, однак, в тих випадках, коли необхідно попередити втрати рідини, що транспортується, від випаровування (наприклад, у країнах зі спекотним кліматом), водоводи перекривають. У ряді випадків водоводи монтуються над поверхнею землі на спеціальних опорах і мостових переходах, утворюючи тим самим акведуки.

Усталений потік у відкритому руслі може бути рівномірним і нерівномірним.

Рівномірний потік за всією довжиною має однакову середню швидкість. Тому за всією довжиною потоку залишається однаковою і площа живого перерізу. У *нерівномірному потоці* уздовж потоку змінюється середня швидкість, тому, хоча витрата і залишається постійною, за довжиною потоку змінюються площі живих перерізів.

1.2 Умови рівномірного руху в відкритому руслі

Рівномірний рух води – це рух, при якому витрата і розміри живого перетину потоку незмінні за його довжиною. Рівномірний рух у відкритих руслах зустрічається тільки у штучних водотоках – каналах і лотках. Рух у річках – нерівномірний, що обумовлено тим, що гідравлічні елементи потоку в природних руслах змінюються вздовж водотоку.

Рівномірний рух рідини характеризується прямими паралельними лініями токів (траєкторіями), а також постійністю місцевої усередненої у часі швидкості уздовж кожної лінії току.

Рівномірний рух можливий тільки в призматичних (циліндричних) руслах, тобто таких прямолінійних руслах, форма і розміри яких постійні за довжиною потоку. Отже, для існування рівномірного руху необхідно виконання кількох умов:

- витрата води має бути постійною $Q = \text{const}$;
- глибина $h = \text{const}$, форма і площа живого перерізу $\omega = \text{const}$ і $\chi = \text{const}$, $R = \text{const}$ мають бути постійними;
- русло повинне бути призматичним;
- ухил дна русла має бути постійним $i = \text{const}$ (лінія дна не має перелому), тобто $i = \sin \theta = \text{const}$ у каналах з прямим ухилом дна $i > 0$;
- шорсткість дна і стінок русла постійні за довжиною $n = \text{const}$;
- місцеві опори в руслі (повороти, замулення, заростання тощо) повинні бути відсутні.

1.3 Основне рівняння безнапірного рівномірного руху

Схема рівномірного руху представлена на рисунку 1.2. Так як, глибини за довжиною потоку і середні швидкості не змінюються, то лінії повної питомої енергії і п'єзометричні паралельні між собою (рис. 1.2), а ухили рівні: $i = \sin \theta = h_l / l = I_P = I_E$. Введемо введені наступні позначення (рис. 1.2):

- i – ухил дна;
- h – глибина потоку;
- V – середня швидкість руху;
- $P-P$ – вільна поверхня потоку;
- $E-E$ – лінія повної питомої енергії;
- I_P – ухил вільної поверхні або п'єзометричний ухил;
- I_E – гідравлічний ухил.

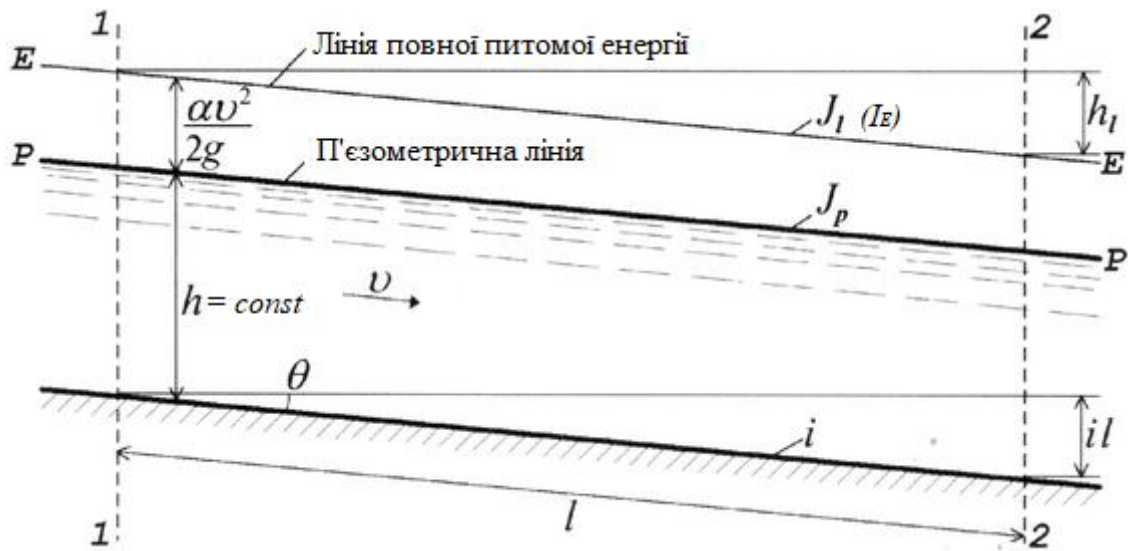


Рисунок 1.2 – Схема рівномірного руху потоку

Для рівномірного руху характерно рівність трьох ухилів, а саме:

$$i = I_p = I_E. \quad (1.3)$$

Для запису основного рівняння безнапірного рівномірного руху запишемо рівняння Бернуллі для двох проведених вертикально перерізів (1-1 и 2-2) відкритого потоку при рівномірному русі (рис. 3.1) буде виглядати таким чином:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{w1-2}, \quad (1.4)$$

Значення параметрів записані для центрів живих перерізів потоку:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha; \quad h_1 = h_2 = h; \quad p_1 = p_2 = p_A + \rho g h; \quad (1.5)$$

$$h_{w1-2} = h_l = \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad (1.6)$$

$$z_1 = z_2 + \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}; \text{ тоді } z_1 - z_2 = \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}; \quad (1.7)$$

$$\frac{z_1 - z_2}{l} = \lambda \frac{1}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad (1.8)$$

де $\frac{z_1 - z_2}{l} = i$ – геометричний ухил.

Тиск в живому перерізі потоку русла розподіляється за гідростатичним законом (рис. 1.3).

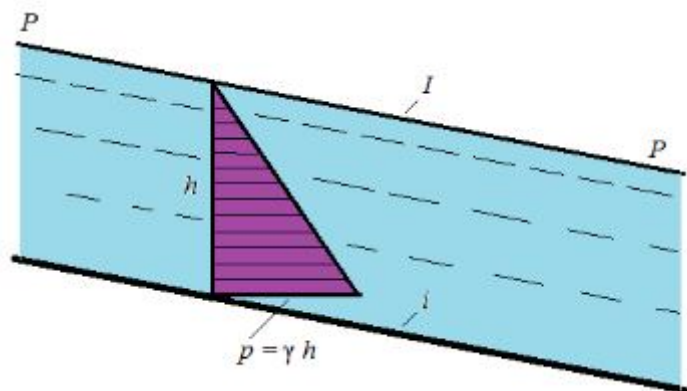


Рисунок 1.3 – Розподіл тиску в живому перерізі потоку русла

Рух води у відкритих руслах зазвичай відповідає області квадратичного опору, тому як основне рівняння для рівномірного руху можна приймати рівняння Шезі. Для визначення середньої швидкості *безнапірного рівномірного* потоку у відкритих руслах використовують формулу Шезі, в якій враховується геометричний ухил:

$$V = c \cdot \sqrt{Ri}, \quad (1.9)$$

де V – середня швидкість, м/с;

R – гідравлічний радіус, м;

i – ухил дна русла;

c – коефіцієнт Шезі, зв'язаний з коефіцієнтом гідравлічного тертя λ

залежністю: $c = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$.

Для визначення коефіцієнта Шезі у літературних джерелах є велика кількість емпіричних формул, де цей коефіцієнт залежить від гідравлічного радіусу і коефіцієнта шорсткості.

Широкого застосування в розрахунковій практиці для визначення коефіцієнта Шезі набула формула

– Павловського:

$$C = \frac{R^y}{n}, \quad (1.10)$$

де y – змінний показник ступеня функція ($y = f(n; R)$), який дорівнює $y = 1,5\sqrt{n}$ (якщо $R < 1\text{ м}$) та $y = 1,3\sqrt{n}$ (якщо $R > 1\text{ м}$);

n – коефіцієнт шорсткості, де шорсткість – це сукупна нерівномірність твердої поверхні, що позначається на виникненні сил тертя потоку об дно і стінки русла. Залежить від абсолютного розміру нерівномірностей і їх взаємного розташування, яке характеризується коефіцієнтом шорсткості n ;

– *Маннінга* (при орієнтовних розрахунках використовують постійні значення y . Зазвичай приймають, що $y = 1/6$):

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}; \quad (1.11)$$

– *Альтишуля*:

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon + 0,385 \cdot \nu / \sqrt{g \cdot R \cdot i}}, \quad (1.12)$$

де ε – наведена лінійна шорсткість;

ν – кінематична в'язкість рідини (для холодної води $\nu = 1 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 / \text{с}$).

Для річок, які формують русло в піщано-гравійному ложі, в каналах, що проходять в природних ґрунтах і несучих наносів коефіцієнт Шезі визначають за формулою:

$$C = \frac{14,8}{i^{1/6}} - 26. \quad (1.13)$$

Витрата води у відкритих руслах і каналах визначають так:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}. \quad (1.14)$$

$$Q = K \sqrt{i}; \quad V = W \sqrt{i}, \quad (1.15)$$

$$K = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R}; \quad W = C \sqrt{R} \quad (1.16)$$

де K – витратна характеристика (модуль витрати) – це витрата при ухилі, рівному 1, $K = \omega C \sqrt{R} = \frac{Q}{\sqrt{i}}$;

W – швидкісна характеристика (модуль швидкості).

Ухил і падіння каналу за довжиною (втрати напору):

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = \frac{Q^2}{K^2}; \quad \Delta Z = i \cdot l = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} l = \frac{Q^2}{K^2} l. \quad (1.17)$$

1.4 Гідравлічні елементи живого перерізу потоку в каналі

До основних гідравлічних елементів потоку відносять наступні параметри: площа живого перерізу ω , змочений периметр χ , гідравлічний радіус R , ухил i , швидкість V , витрата Q .

Штучним земляним каналам із практичних міркувань надають трапецієподібного поперечного перерізу з шириною каналу по дну b , глибиною каналу h , і закладенням відкосів a (рис. 1.4).

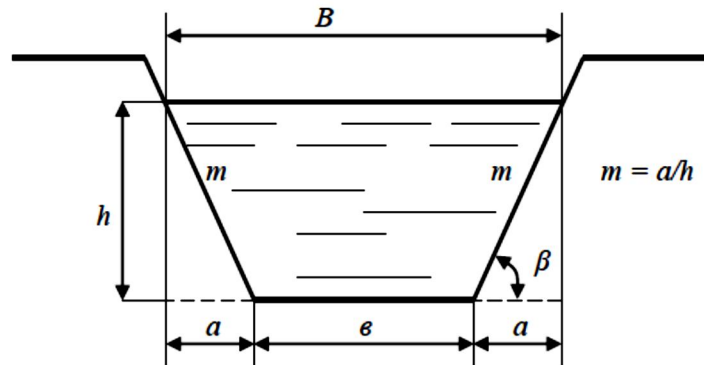


Рисунок 1.4 – Схема трапецієподібного каналу

На практиці найбільше застосовуються канали **трапецієподібного перерізу** (рис. 1.4, 1.1 в) з наступними елементами гідравлічної характеристики:

$$\omega = (b + mh)h, \quad (1.18)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, \quad (1.19)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \quad (1.20)$$

де $(m = \text{ctg}\beta)$ – коефіцієнт закладання відкосів русла.

b – ширина русла по дну;

m – коефіцієнт закладання відкосів ($m = \text{ctg}\beta$) – відношення закладання відкосів до глибини потоку. Назначається залежно від характеру ґрунту, в якому проходить канал: $m = \frac{a}{h} = \text{ctg}\beta$;

h – глибина течії у даному перерізі.

Ширина русла за вільною поверхнею рідини:

$$B = b + 2mh. \quad (1.21)$$

При визначенні геометричних елементів русел прямокутного і трикутного поперечного перерізів (рис. 1.5) використовують ті ж залежності, що і для русел трапецієподібного поперечного перерізу.

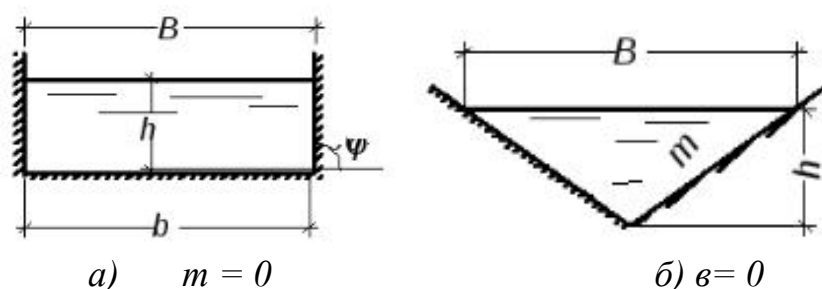


Рисунок 1.5 – Перетини каналів прямокутної (а) і трикутної (б) форми поперечного перерізу

Для прямокутного русла характерні наступні залежності:

$$\begin{aligned} m &= \operatorname{ctg} 90^\circ = 0; & B &= b \\ \omega &= b h; & \chi &= b + 2h. \end{aligned} \quad (1.22)$$

У випадку широкого прямокутного русла $\chi \approx b$; $R \approx h$.

Для трикутного каналу:

$$\begin{aligned} v &= 0; & B &= 2 m h; \\ \omega &= m h^2; & \chi &= 2h + \sqrt{1 + m^2}. \end{aligned} \quad (1.23)$$

1.5 Гідравлічно найвигідніший переріз каналів

При рівних умовах $\alpha = \text{const}$, $i = \text{const}$ витрата у перерізі буде зростати при збільшенні гідравлічного радіуса, тобто канал буде пропускати тим більшу витрату, чим меншим буде змочений периметр χ . Крім того, при χ_{\min} знижуються і можливі втрати на фільтрацію через борти і дно каналу.

Гідравлічно найвигідніший переріз каналу – це такий переріз, який здатний при заданій площині (i , $\omega = \text{const}$) забезпечити максимальну пропускну здатність за умови $R = R_{\max}$ або $\chi = \chi_{\min}$. При заданій площі такий перетин має максимальний гідравлічний радіус, тобто мінімальний змочений периметр.

$$R_{\max} = \frac{1}{2} h_0 \text{ і } h_0 = 2 R_{\max}. \quad (1.24)$$

Як відомо з геометрії, найменший периметр (зі всіх можливих) має коло, і гідравлічно найвигіднішим перерізом для відкритих каналів був би переріз, який має форму напівкола. Далі, виходячи з цього твердження, при цій площині менші периметри мають правильні багатокутники, де довжина їхнього периметра буде тим меншою, чим більша кількість сторін.

Так, далі за вигідністю йдуть різні перерізи у формі половин правильних багатокутників, наприклад, половина шестикутника, тобто рівнобічна трапеція з кутом нахилу бокових сторін $\alpha = 60^\circ$. Окрім прямокутних профілів найвигіднішим є переріз у вигляді половини квадрата. Величина гідравлічного радіуса для всіх цих перерізів дорівнює половині найбільшої глибини наповнення.

Гідравлічно найвигідніший переріз часто не є економічно найвигіднішим. Наприклад, напівкруглий отвір гідравлічно вигідніший прямокутного, але завдяки вищій своїй вартості він не використовується при будівництві каналів.

Напівкруглі або багатогранні перерізи застосовуються значно рідше через важкість їх виконання і значну вартість. Однак у випадках, які найчастіше зустрічаються, земляні стінки трапецієподібних перерізів рідко отримують форму найвигіднішого профілю у вигляді половини правильного шестикутника з кутом $\alpha = 60^\circ$, оскільки при цьому потрібне кріплення бокових стінок каналу. Зазвичай цей кут обирається згідно з кутом природного відкосу ґрунта, і завдання зводиться до визначення при заданих площі перерізу та куті відкосу співвідношення між шириною і глибиною, при якому змочений периметр буде найменшим.

З формули (1.18) площі $\omega = (b + mh)h$ випливає:

$$b = \frac{\omega}{h} - mh. \quad (1.25)$$

При підстановці значення b у формулу та взявши похідну, значення якої при мінімальному α буде дорівнювати нулю, для співвідношення b/h буде отримано:

$$\beta_{г,н,} = \left(\frac{b}{h}\right)_{г,н,} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right). \quad (1.26)$$

Необхідно виходити з умов, що при заданому коефіцієнті закладення відкосів m повинне бути співвідношення:

$$\frac{\beta}{h_0} = \beta_{Г,Н}, \quad (1.27)$$

Для трапецієподібного гідравлічно найвигіднішого профілю значення відносної ширини по дну наведені в таблиці 1.1

Таблиця 1.1 – Значення відносної ширини по дну для трапецієподібного гідравлічно найвигіднішого профілю

<i>m</i>	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3	4
<i>b/h</i>	2	1,56	1,1236	1	0,828	0,606	0,472	0,385	0,325	0,246

Таким чином, канали гідравлічно найвигіднішого профілю представлені відносно вузькими та глибокими.

Зокрема, для прямокутного русла ($m = 0$):

$$\left(\frac{b}{h}\right)_{Г.Н.} = 2. \quad (1.28)$$

Крупні канали проєктувати з гідравлічно найвигіднішим профілем не раціонально, тому що глибина наповнення в такому випадку є занадто великою.

Малі канали, особливо меліоративні, доцільно проєктувати з гідравлічно найвигіднішим профілем (перерізом) або з профілем, близьким до гідравлічно найвигіднішого. У такому випадку змочений периметр мінімальний, а втрати води на фільтрацію також мінімальні.

1.6 Розрахункові швидкості води в каналі

При проєктуванні каналів і напірних трубопроводів допустимі швидкості течії мають велике економічне значення, тому що вибір швидкості течії визначає розміри каналу.

Крайні значення швидкостей, як мінімальні, так і максимальні, обмежуються двома причинами.

Якщо швидкості малі, переріз каналу великий, що збільшує об'єм земляних робіт, а отже, і здорожчує будівництво. Якщо в каналі малі швидкості, то відбувається його замулювання внаслідок осідання завислих у рідині часток.

Якщо швидкості великі, то переріз менший, що зменшує об'єм земляних робіт, однак при цьому потрібне міцніше покриття стінок каналу, що, зі своєю

боку, потребує додаткових витрат. Отже, правильний вибір розрахункової швидкості має велике значення. У кожному окремому випадку це питання має вирішуватися конкретно з урахуванням усіх місцевих умов.

Розрахункові швидкості не мають бути більше допустимих (максимальних). У якості допустимих приймаються швидкості, які *не розмивають* ґрунт або одержу (укріплення відкосів і дна) каналів. Значення їх залежить від глибини і матеріалу, з якого складені стінки каналів.

Для визначення нерозмиваючої швидкості може бути рекомендована формула Б. І. Студенчнікова, яка отримана за даними лабораторних і натурних досліджень у широкому діапазоні крупностей частинок незв'язного ґрунту:

$$V_{дон} = 1,15 \sqrt{gd} \left(\frac{h}{d} \right)^{1/4}, \quad (1.29)$$

де h – глибина;

d – середній діаметр частинок ґрунту (приймається в метрах).

Водночас швидкості не повинні бути нижче критичних значень (мінімальних) швидкостей, при яких починається випадіння наносів і відбувається замулювання каналів, що призводить до їх заростання. Такі швидкості називають *незамулюючими*, де *гідравлічна крупність* – це швидкість рівномірного падіння частинки у воді, що не рухається.

Для безперебійної роботи відкритих русел та інших штучних водопропускних споруд велике значення має правильне призначення розрахункової швидкості $V_{розр.}$. Ця швидкість повинна бути такою:

$$V_{min} < V_p < V_{дон}, \quad (1.30)$$

де V_{min} – мінімальна допустима (незамулююча) середня в перерізі швидкість, тобто швидкість, при незначному зниженні якої можна чекати замулювання русла наносами;

$V_{дон}$ – максимальна допустима швидкість (та, що не розмиває русло) – середня в перерізі швидкість, тобто найвище значення середньої швидкості руху води, при якій для обраного типу кріплення або ґрунту потік викликає розмиви русла.

Максимальні допустимі середні в перерізі швидкості $V_{дон}$ визначають на основі натурних спостережень і заносять до таблиці. Їх можна знайти в довідниках з гідравліки.

Допустиму нерозмиваючу середню в перерізі швидкість руху води V_{don} визначають за формулою Леві:

$$V_{max} = 3\sqrt{gd} \lg \frac{R}{7d}, \quad (1.31)$$

де d – діаметр частинок, що складають русло.

Вибір допустимих швидкостей має велике економічне значення під час проектування й експлуатації штучних водотоків.

Мінімальні допустимі середні в перерізі швидкості протікання води V_{min} залежать від кількості й розмірів завислих частинок. Для їх визначення існують залежності й таблиці, складені на основі натурних спостережень і дослідних даних.

У реальних умовах вода, що рухається в відкритих каналах, переносить тверді частинки – наноси. Властивість потоку переносити наноси називається транспортуючою здатністю. Усі наноси поділяються на: донні, завислі та плаваючі. Присутність наносів в потоці води створює ряд труднощів: погіршується пропускна здатність каналів, замулюються водосховища, відбувається абразивний знос робочих коліс насосів і турбін тощо.

Причиною завислення твердих частинок важчих за воду є турбулентність течії. Перебуваючи на дні, тверда частинка при певній середній швидкості підхоплюється турбулентним потоком і переходить у завислий стан за рахунок підйомної сили Архімеда.

Транспортуюча здатність потоку – обмежена витрата наносів, яка здатна переносити річний потік. Залежить від гідравлічних характеристик потоку (глибини, ухилу, швидкості тощо) та складу наносів.

Зміна транспортуючої здатності потоку за довжиною потоку або у часі призводить до утворення надлишку наносів або до дефіциту насичення ними потоку. Завдяки цьому відбувається саморегулювання системи «потік – русло», яке супроводжується, акумуляцією надлишкової відносно транспортуючої здатності потоку кількості наносів або розмивом русла. Ці фактори призводять до збільшення стоку наносів до величини транспортуючої здатності потоку.

При надлишку наносів збільшується частка наносів у потоці рідини в загальному стоці наносів; у випадку дефіциту наносів частка наносів у потоці рідини зменшується.

Дефіцит наносів виникає при різкому збільшенні стоку річки (нижче злиття приток або рукавів річки, при скиданні колекторних вод в зонах зрошення, в річках – прийомниках вод каналів); у нижніх б'єфах він

зумовлений перехватом водосховищами стоку наносів та надходженням сюди освітленого, без наносів, потоку.

Надлишок наносів є наслідком надходження в русло додаткової кількості твердого матеріалу (наприклад, продуктів змиву ґрунтів на водоскиді, скидання в річки відвалів пустої породи при розробці родовищ корисних копалин), підпору річки водосховищем.

Якщо насиченість потоку наносами з діаметром часток більше 0,25 мм не перевищує 0,01 % по вазі, то

$$V_{min} = a\sqrt{R}, \quad (1.32)$$

де R – гідравлічний радіус, м;

a – множник, що залежить від середнього діаметра часток, що переважає у масі завислих наносів: $d_{cp.} = 0,1$ мм, $a = 0,22$ м/с; $d_{cp.} = 1,0$ мм, $a = 0,95$ м/с.

Мінімальна припустима швидкість може бути визначена відповідно до залежності:

$$V_{min} = ah^{0,64}, \quad (1.33)$$

де a – коефіцієнт, що залежить від характеристики наносів:

- для великих піщаних мулистих наносів $a = 0,63$;
- для середніх піщано-мулистих наносів $a = 0,56$.

Припустима незамулююча швидкість може бути також визначена за залежністю А. С. Гіршкана:

$$V_{min} = A R^{0,2}, \quad (1.34)$$

де A – коефіцієнт, що залежить від гідравлічної крупності наносів (швидкості рівномірного осадження частинок у нерухомій воді, мм/с):

- $A = 0,33$ при $U_0 < 1,5$ мм/с;
- $A = 0,44$ при $U_0 = 1,5-3,5$ мм/с;
- $A = 0,55$ при $U_0 > 3,5$ мм/с.

Для орієнтовних розрахунків Д. В. Штеренліхт запропонував використовувати спрощену формулу:

$$V_{min} = 0,3 R^{0,25}, \quad (1.35)$$

У трубах дощової й загальносплавної каналізації у період повторюваності розрахункового дощу ($P = 0,5$) допускається значення самоочищувальної швидкості $V_{min} = 0,6$ м/с. За умови руху стічних вод у дюкері $V_{min} = 0,9$ м/с.

Для попередження заростання каналу достатньо підтримувати середню швидкість течії води не нижче 0,5 м/с.

У звичайних водопровідних каналах розрахункові швидкості знаходяться в межах 0,5–3 м/с залежно від типу ґрунтів або одежі каналу.

За умови зимнього режиму великою небезпекою на каналах може стати глибинний лід – шуга, основною причиною появи якої є переохолодження води. Після утворення льодового покриву подальше зниження температури повітря викликає лише збільшення товщини льоду, але не відокремлення шуги.

Для швидкого утворення поверхневого льоду необхідно швидкість течії води у каналі на цей період зменшити до 0,5 м/с.

Для запобігання розмиву льоду нормальні швидкості під ним не повинні перевищувати 1,2–1,5 м/с. При швидкостях, які більше 2,25 м/с, поверхневий лід в каналах не утворюється.

Контрольні питання

1. Подайте визначення призматичних та непризматичних русел, у чому полягає відмінність їхніх гідравлічних параметрів?
2. Наведіть основні типи форми поперечного перерізу відкритих русел та поясніть їхні гідравлічні особливості.
3. Як розділяються відкриті русла залежно від повздовжнього ухилу дна?
4. Виведіть основне рівняння безнапірного рівномірного руху.
5. Які умови існування рівномірного руху у відкритому руслі?
6. Наведіть гідравлічні елементи живого перерізу потоку в каналі та за якими формулами можна їх визначити для трапецієвидного перерізу каналу?
7. Які фактори впливають на коефіцієнт Шезі та за якими формулами його визначають? Який вигляд має рівняння Шезі?
8. Що називається допустимою нерозмиваючою швидкістю в руслі?
9. Що називається допустимою незамулюючою швидкістю в руслі?
10. Що таке гідравлічна крупність наносів?
11. Що таке транспортуюча здатність потоку?
12. Як можна визначити незамулюючу швидкість у відкритому потоці?
13. Що таке гідравлічно найвигідніший переріз каналу та вкажіть співвідношення між основними характерними елементами русла?

Тема 2 Основні задачі при розрахунках каналів на рівномірних рух

Трапецієподібний канал характеризується основними шістьма величинами, які визначають розміри живого перерізу каналу – це b , m , h , а також n , i , Q ($V = Q / \omega$). Деякі з цих величин можуть бути заданими умовами проектування. Завдання гідравлічного розрахунку зазвичай полягає у тому, щоб, знаючи п'ять з цих величин знайти шосту.

Розглянемо основні типи задач при розрахунках каналів на рівномірний рух.

Задача першого типу. Визначити витрату води Q в каналі, якщо відомі b , m , h , n , i . Для вирішення даної задачі необхідно: розрахувати ω , χ і R за формулами (1.18-1.20), далі знаючи R і n знаходять коефіцієнт Шезі C , а потім за формулою (1.14) знаходять витрату Q .

Задача другого типу. Визначити ухил дна русла i , якщо відомі Q , b , m , h , n . Для вирішення цієї задачі необхідно у певній послідовності за формулами (1.18-1.20, 1.14) розрахувати ω , χ , R та C , а потім за формулою знайти ухил i : $i_0 = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$.

Задача третього типу. Визначити глибину води h в каналі, якщо відомі Q , b , m , n , i . для вирішення даної задачі використовують різні способи (підбору, графічний, показовий закон тощо). Порядок вирішення даної задачі, наведений у розділі 2.1.

2.1 Визначення нормальної глибини потоку

Нормальною або побутовою глибиною протікання потоку h_0 називається така глибина рівномірного руху в цьому конкретному руслі при відповідній розрахунковій витраті.

При визначенні нормальної глибини заданими є: форма і розміри поперечного перерізу, поздовжній ухил дна i , стан (коефіцієнт шорсткості n) поверхні дна й стінок русла, а також розрахункова витрата Q .

Нормальна глибина не може бути встановлена безпосередньо, аналітичним шляхом, з основного рівняння або основних формул рівномірного руху. При її визначенні доводиться звертатися до універсального, але доволі кропіткого способу підбору або використовувати наближені методи вирішення, допоміжні графіки або таблиці, звертатися до комп'ютера.

Спосіб підбору застосовують при визначенні нормальної глибини в руслі будь-якого поперечного перерізу. При цьому задаються різними глибинами h_1, h_2, \dots, h_n , обчислюють відповідні їм значення площі живого перерізу потоку ω , змоченого периметра χ , гідравлічного радіуса R , знаходять (за таблицями) значення швидкісних характеристик W і підраховують витратні характеристики $K = \omega W$, які порівнюють із розрахунковим значенням витратної характеристики:

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}. \quad (2.1)$$

Якщо $K_n = K_0$, тоді шукана нормальна глибина $h_0 = h_n$.

Графічний спосіб. Підбір значно можна спростити побудовою графіка витратних характеристик. За декількома довільними значеннями глибин будують графік залежності $K = f(h)$ (рис. 2.1), за яким знаходять глибину, що відповідає значенню розрахункової характеристики K_0 .

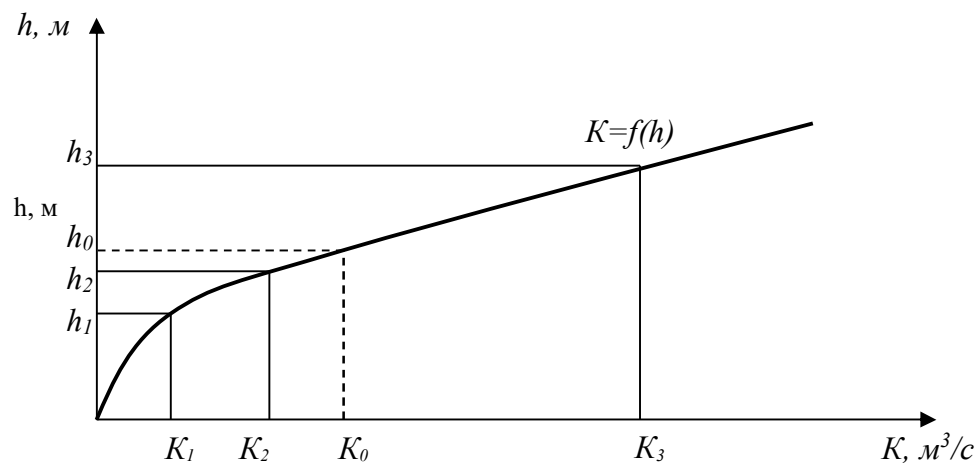


Рисунок 2.1 – Графік залежності витратної характеристики від глибини потоку $K = f(h)$

Показовий закон. Нормальну глибину можна знайти, використавши так званий «показовий закон», відповідно до якого:

$$\frac{K_2}{K_1} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^{x_1}, \quad (2.2)$$

де x_1 – гідравлічний показник русла.

У цьому випадку, узявши дві довільні глибини h_1 і h_2 , розраховують відповідні їм значення витратних характеристик K_1 і K_2 і знаходять гідравлічний показник русла (показник степені):

$$X_1 = \frac{\lg \frac{K_2}{K_1}}{\lg \frac{h_2}{h_1}}. \quad (2.3)$$

Знаючи розрахункове значення витратної характеристики K_0 , шукану нормальну глибину можна знайти за залежністю:

$$h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1} \right)^{\frac{1}{X_1}}. \quad (2.4)$$

При розрахунках велику допомогу надають спеціальні графіки й таблиці.

Для *стандартних русел з невеликим діапазоном змін основних параметрів і шорсткості* використовують таблиці, побудовані з урахуванням змін z за формулою Н. Н. Павловського. Прикладом може бути додаток Т для труб круглого перерізу з різним наповненням і різних коефіцієнтах шорсткості.

Послідовність розрахунку така:

1) розраховуємо значення витратної характеристики: $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$;

2) за таблицями для труби з прийнятим радіусом визначаємо відповідні величини відносної глибини наповнення Δ і швидкісної характеристики W ;

3) визначаємо середні в перерізі швидкості $V = W\sqrt{i}$;

4) розраховуємо необхідну нормальну глибину протікання потоку $h_0 = \Delta \cdot r$.

Таблиці *при різних значеннях коефіцієнта шорсткості n* можна скласти для будь-яких стандартних труб.

Інші способи розрахунків нормативної глибини, що базуються на використанні таблиць, виходять з допущення, що показник ступеня у формулі $W = \frac{1}{n} R^z$ є величина постійна. Звичайно приймають:

- $z = 0,667$ (при $y \approx 1/6$);
- $z = 0,700$ (при $y \approx 1/5$).

Вибір орієнтованого значення z залежно від коефіцієнта шорсткості при різних гідравлічних радіусах виконуємо за додатком Ф.

У руслах трапецієподібного поперечного перерізу нормальна глибина протікання при $z = 0,667$ (при $y \approx 1/6$), може бути визначена *способом безрозмірної функції В. Г. Лобачова*, який полягає в тому, що за заданими величинами розраховують допоміжну безрозмірну функцію:

$$\varphi(\Psi) = \frac{b^{2.3} \sqrt[3]{b^2} \sqrt{i}}{nQ}. \quad (2.5)$$

Знаючи $f(\psi)$ додатку Ф, можна знайти відносну глибину ψ і нормальну глибину протікання потоку $h_0 = \psi v$.

При $z = 0,700$ (при $y \approx 1/5$) нормальна глибина протікання потоку може бути визначена *способом абстрактної моделі І. І. Агроскіна*. При цьому розраховуємо допоміжну функцію:

$$f(\Psi) = \lg \frac{\sqrt{i}}{n} + \lg b^{2.7} - \lg Q. \quad (2.6)$$

Знаючи $f(\psi)$, за додатком Ф [8] можна визначити відносну глибину ψ і розрахувати нормальну глибину: $h_0 = \psi v$.

Розрахунки *труб, колекторів, тоннелей криволінійного контуру* якщо $z = const$ можна вести за таблицями відносних швидкісних і витратних характеристик. Наприклад, за додатком Ф для труб круглого поперечного перерізу при коефіцієнті шорсткості $n = 0,015$ і $n = 0,017$.

Послідовність розрахунку нормальної глибини і середньої швидкості у цьому випадку наступна:

1. Розраховуємо значення відносної витратної характеристики так:

$$\frac{K}{Z^{2+2}} = \frac{Q}{\sqrt{i} Z^{2+2}};$$

2. За таблицями знаходимо відносну глибину наповнення Δ і відносну швидкісну характеристику W' ;

3. Глибина рівномірного руху: $h = \Delta \cdot r$;

4. Середня в перерізі швидкість потоку: $V = W' z^z z \sqrt{i}$.

Найпоширеніший поперечний переріз відкритих русел – трапецієподібний. Ефективний результат для визначення нормальної глибини показав використання ЕОМ.

Із цією метою загальну залежність для визначення витрати при рівномірному русі вирішимо відносно нормальної шуканої глибини за наступною послідовністю:

$$Q = \omega W \sqrt{i}. \quad (2.7)$$

Позначивши відносну ширину русла по дну, як

$$B / h_o = \beta, \quad (2.8)$$

отримаємо площу живого перерізу:

$$\omega = (b + mh_o) h = (\beta + m) h_o^2. \quad (2.9)$$

Змочений периметр:

$$\chi = b + 2h_o \sqrt{1+m^2} = (\beta + 2) \sqrt{1+m^2} h_o^2. \quad (2.10)$$

Швидкісну характеристику знаходимо так:

$$W = I / nR^z = I / n(\omega / \chi)^z = I/n ((\beta + m) / (\beta + 2 \sqrt{1+m^2}))^z h_o^{2+z}. \quad (2.11)$$

Витрату визначають так:

$$Q = (\beta + m) I / n ((\beta + m) / (\beta + 2 \sqrt{1+m^2}))^z h_o^{2+z} \sqrt{i}. \quad (2.12)$$

Отже, шукана глибина рівномірного руху буде розрахована:

$$h_o = [Q_n / \sqrt{i} ((\beta + 2 \sqrt{1+m^2}) / (\beta + m))^z I / \beta + m]^{1/2+z}. \quad (2.13)$$

Звідси h_o знаходимо методом послідовних наближень у такій послідовності:

1. Задаються будь-яким значенням глибини h_1 .
2. Визначають відношення $\beta = b / h_1$.
3. Обчислюють h_2 у другому наближенні.
4. Якщо $|h_2 - h_1| < E$ (E – наперед задана точність визначення h_o), то розрахунок закінчений. У протилежному випадку обчислюють $\beta_2 = b/h_2$ і розрахунок повторюють, починаючи з п. 3.

Розрахунок триває доти, поки настає нерівність $|h_{n+1} - h_n| < E$.

5. Визначивши h_o , знаходять площу живого перерізу потоку $\omega_o = (b + mh_o) h_o$ і середню швидкість $V_o = Q / \omega_o$.

2.2 Розрахунок русел трапецієподібного поперечного перерізу

На співвідношеннях, отриманих для русел гідравлічно найвигіднішого профілю, заснований спосіб визначення нормальної глибини протікання й інших елементів потоку з використанням *відносних характеристик живого перерізу*.

Визначимо залежність геометричних характеристик русел, що відрізняються від гідравлічно найвигідніших, від максимального гідравлічного радіуса R_{max} . З цією метою розділимо всі члени рівняння:

$$w - wR / n = (2\sqrt{1+m^2} - m)h / R, \quad (2.14)$$

$$\psi_{z.n.} = m_o = 8\sqrt{1+m^2} - 4m \quad (2.15)$$

та запишемо в такому вигляді:

$$1 - R/h_o - h_o/R \psi_{z.n./w} = 0. \quad (2.16)$$

З урахуванням попередніх розрахунків одержимо:

$$\psi_{z.n.} / \omega = (R / R_{max}). \quad (2.17)$$

Помножимо вираз (2.163) на R_{max} / h_o . Отримаємо:

$$(R_{max} / h_o) - R_{max} / h_o R + 1/4(R / R_{max}) = 0. \quad (2.18)$$

Введемо такі позначення:

– відносна глибина потоку

$$h = h_o / R_{max}, \quad (2.19)$$

– відносний гідравлічний радіус

$$r = R / R_{max}, \quad (2.20)$$

– відносна ширина живого перерізу по дну

$$b = b / R_{max}, \quad (2.21)$$

– відносна площа живого перерізу

$$\omega = \omega / \psi_{z.n.}, \quad (2.22)$$

З урахуванням зазначених відносних величин вираз (2.18) можна записати так:

$$\frac{1}{h} - \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{h} + \frac{1}{4}r = 0. \quad (2.23)$$

Розв'язуючи це рівняння відносно h , знаходимо нормальну глибину:

$$h = -\frac{4(1 - \frac{1}{r})}{r}. \quad (2.24)$$

Кожному значенню R у загальному випадку можуть відповідати два значення h_o . Одне виходить при $R = R_{max}$, тобто при $R = 1$ у цьому випадку русло є гідравлічно найвигіднішим і $h_o = 2R_{max}$, тобто $R < 1$, то зі знаком «+» перед коренем $h_o < 2R$ русло розширене, а зі знаком «-» $h_o > 2R$, що відповідає названому перерізу.

Використовуючи дані таблиць «Основні геометричні співвідношення для каналів трапецієподібного поперечного перерізу», в яких площа менш ніж на 5 % відрізняється від мінімальної, можна вважати областю гідравлічно найвигідніших перерізів. Ці таблиці дозволяють при відомій одній із чотирьох величин b , ω , h_o , R віднести її до R_{max} і знайти три інші. Наприклад, якщо задано ширину русла по дну $b = B/R$, знайдено близькі до обчислених її значень для заданого коефіцієнта закладення укосів m , одержимо у відповідному рядку R , h , ω , знаходимо:

– гідравлічний радіус:

$$R = R \cdot R_{max}. \quad (2.25)$$

– нормальну глибину потоку:

$$h_o = h \cdot R_{max}. \quad (2.26)$$

– площу живого перерізу:

$$\omega = \omega \psi_{z.n.} R_{max}. \quad (2.27)$$

Контрольні питання

1. Які основні типи задач розглядають при розрахунках каналів?
2. Які є способи визначення нормальної глибини?
3. Що таке нормальна глибина русла?
4. Які характеристики живого перерізу каналу трапецієподібного, параболічного й сегментного перерізу гідравлічно найвигіднішого профілю?
5. Як розраховують канали в завданнях різного типу?

Тема 3 Нерівномірний рух у відкритих руслах

3.1 Основні поняття й визначення

У інженерній практиці *рівномірний рух* води зустрічається досить рідко в каналах – лише на окремих ділянках, а в природних руслах не зустрічається взагалі. Будь-яка перешкода, побудована в каналі, нерівність дна, зміна ухилу, коефіцієнта укосу тощо порушують рівномірний рух.

Крім того, з фізичної точки зору рівномірний рух неможливий в призматичних каналах з нульовим і зворотним ухилом дна.

Нерівномірний рух – це рух, при якому швидкості частинок рідини змінюються уздовж їхньої траєкторії.

При нерівномірному русі гідравлічні параметри потоку V , h , ω тощо змінюються за довжиною потоку. Таким чином, у відкритих руслах нерівномірний рух спостерігається, коли ширина або глибина потоку, або одночасно й те, й інше по довжині русел є величинами змінними ($h \neq \text{const}$; $V \neq \text{const}$), виняток становить випадок нерівномірного руху в плані при $h = \text{const}$ (рис. 3.1).

Ширина й глибина потоку змінюються в зв'язку зі зміною поздовжнього ухилу русла, будовою різних споруд (греблі, мости), що звужують русло. Нерівномірний рух у відкритих руслах може бути викликаний зміною шорсткості русла. Якщо глибина потоку зростає вниз за течією, то крива вільної поверхні $P-P$ називається кривою підпору, в іншому випадку – крива спаду.

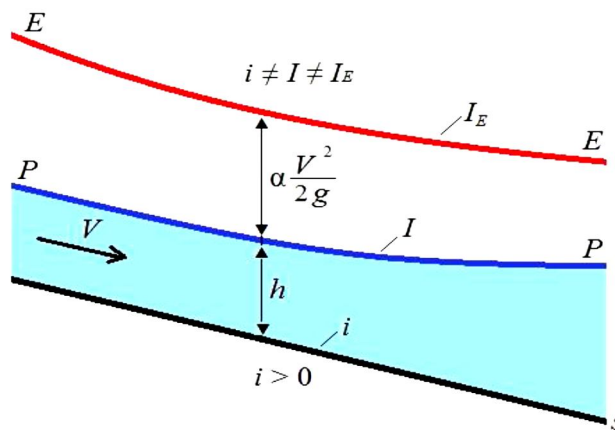


Рисунок 3.1 – Схема одновимірного нерівномірного руху

Сталий нерівномірний рух представляє практичний інтерес тільки для відкритих русел, тому що трубопроводи зазвичай мають постійний за довжиною переріз, а відносно короткі перехідні ділянки (конфузори та дифузори) враховуються як місцеві опори у основному розрахунковому рівнянні Бернуллі.

Нерівномірний рух у відкритому руслі може бути:

- *плавно змінним* (тут конвективна сила інерції відіграє незначну роль і найчастіше нею можна знехтувати у порівнянні з силою тертя);
- *відносно різко змінним* (ці сили щонайменше рівні між собою).

Значне збільшення швидкості на ділянці малої довжини досягається у випадку водозливів, перепадів, швидкотоків; таке ж зменшення швидкості можливе у випадку гідравлічного стрибка.

Неусталений рівномірний рух практично можливий лише в трубах постійного перерізу. Наприклад, у трубопроводі, який обладнаний поршневим насосом; у трубопроводі, який подає воду до турбіни при коливаннях навантаження гідроелектростанцій.

Перед інерційним напором ставиться знак плюс, якщо швидкість у трубі з плином часу збільшується, і мінус, якщо швидкість зменшується. Втрачений напір h_T при неусталеному русі відрізняється від його значень у відповідних умовах (при однакових шорсткості, в'язкості, швидкості, діаметрі) усталеного руху, причому і при позитивному, і при негативному прискоренні h_T збільшується у порівнянні з усталеним рухом.

При дуже великому локальному прискоренні в трубах виникає особливе явище, яке називається *гідравлічним ударом*.

Неусталений нерівномірний рух представляє практичний інтерес лише для відкритих русел, тому що в трубах ділянки змінного перерізу дуже короткі і сила інерції маси рідини, яка заповнює ці ділянки, неістотна у порівнянні з силою інерції мас рідини, які заповнюють ділянки постійного діаметра. Зміна швидкості, а відповідно, і витрата з плином часу тягне за собою зміну глибини наповнення русла, причому воно відбувається не синхронно за всією довжиною потоку, а починається на одному з його кінців і потім розповсюджується у вигляді хвилі, яка є хвилею зміни витрати та відрізняється від коливальних хвиль (вітрових, корабельних і ін.). Хвилі зміни витрати виникають в річках і каналах при наповненні та спорожненні камер суднохідних шлюзів, при добовому коливанні потужності гідроелектростанцій.

Хвиля зміни витрати може бути:

- хвилею підпору, яка утворюється при зменшенні витрати в кінці ділянки, що розглядається;
- хвилею виливу – виникає при збільшенні витрати в кінці ділянки;
- хвилею попуску – утворюється при збільшенні витрати на початку ділянки, що розглядається;
- хвилею відливу – утворюється при зменшенні витрати на початку ділянки.

3.2 Основне диференціальне рівняння нерівномірного руху води

Розглянемо нерівномірний плавнозмінний рух води (рис. 3.2). Диференціальне рівняння руху відповідно до М.Д. Четрусова проводять, застосовуючи рівняння Бернуллі для двох безкінечно близьких перерізів 1–1 і 2–2 відносно площини порівняння 0–0. Тоді рівняння Бернуллі виглядає так:

$$\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_1 + Z_1 = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_2 + Z_2 + h_{mp} \quad (3.1)$$

або

$$\frac{\alpha_1 V^2}{2g} + h + Z_0 = \frac{\alpha(V + dV)^2}{2g} + h_2 + Z_2 + h_{mp}. \quad (3.2)$$

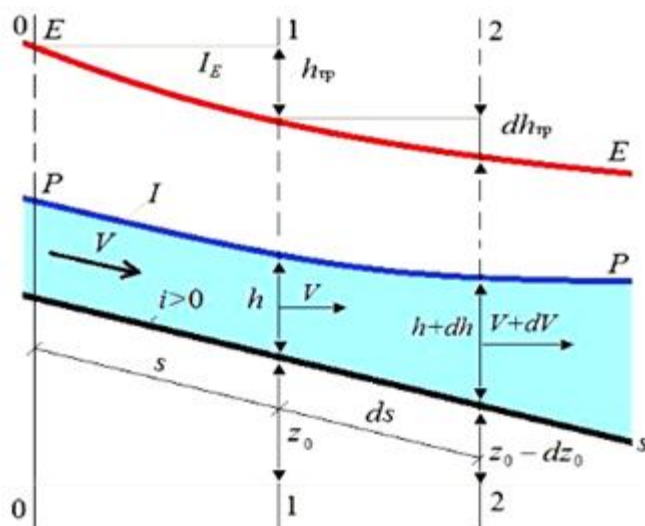


Рисунок 3.2 – Схема нерівномірного плавно змінного руху води

Звідки

$$d\left(\frac{\alpha V^2}{2g} + h\right) + dZ_0 + dh_{mp} = 0; \quad dE + dZ_0 + h_{mp} = 0 \quad (3.4)$$

або

$$\frac{dE}{ds} + \frac{dZ_0}{ds} + \frac{dh_{mp}}{ds} = 0; \quad \frac{dE}{ds} - i + i_{mp} = 0, \quad (3.5)$$

$$\frac{dE}{ds} = i - i_{mp}. \quad (3.6)$$

де i_{mp} – ухил тертя.

Рівняння (3.6) називають *рівнянням нерівномірного плавно змінного руху*. Це рівняння використовують як для призматичних, так і не призматичних русел. Для призматичних русел рівняння (3.6) можна перетворити:

$$\frac{dE}{ds} = \frac{dE}{dh} \frac{dh}{ds} = i - i_{mp} \quad \text{або} \quad \frac{dh}{ds} = \frac{i - i_{mp}}{\frac{dE}{dh}}. \quad (3.7)$$

У випадку призматичного русла, розміри якого постійні по довжині русла $d\omega / ds = 0$; $d\omega / dh = B$ та за умови, що

$$\frac{dE}{dp} = 1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}, \quad (3.8)$$

$$P_K = \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}, \quad (3.9)$$

тоді

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}} \quad \text{або} \quad \frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - P_K} \quad (3.10)$$

Рівняння (3.10) називають *основним диференціальним рівнянням для призматичного русла* та використовують для будь-якого ухилу дна ($i > 0$, $i < 0$, $i = 0$). Якщо $P_K \approx 1$ ($h \approx h_{кр}$), тоді $\frac{dh}{ds} \rightarrow \pm\infty$, тобто крива вільної поверхні має вертикальну асимптоту і порушує припущення про плавно змінюючий рух, і рівняння неадекватно описує фізичний процес. Якщо $\frac{dh}{ds} \rightarrow \pm\infty$, потік води закінчується гідравлічним стрибком або водоспадом.

3.3 Диференційне рівняння нерівномірного руху води у непризматичних руслах

При безнапірному русі рідини тиск на вільній поверхні дорівнює атмосферному, тому гідравлічний ухил визначаємо за виразом:

$$i_e = -\frac{dE}{dl} = -\frac{d}{dl} \left(z + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g} \right). \quad (3.11)$$

Так, $\frac{P_a}{\gamma}$ – постійна величина, тоді

$$i_e = -\frac{dz}{dl} - \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right). \quad (3.12)$$

Відповідно до визначення гідравлічного ухилу $i = dh_l / dl$, де h_l – втрата напору за довжиною потоку. Величина $i = -dz / dl$ становить собою ухил поверхні води. Тоді формула набуває наступного вигляду:

$$i_e = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + \frac{dh_l}{dl}. \quad (3.13)$$

Перемноживши члени цієї формули на dl , отримаємо:

$$-dz = d \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + dh_l. \quad (3.14)$$

Зрозуміло, що зміна геометричної висоти z (рівня води – відмітки поверхні води) дорівнює сумі зміни швидкісного напору та зміни втрати напору на опір рухові. Приймаємо допущення – втрати напору на тертя при плавно змінному нерівномірному русі дорівнюють втратам напору при рівномірному русі. Це дає підставу формулу Шезі записати у вигляді:

$$V = C \sqrt{R \cdot \frac{dh_l}{dl}}, \quad (3.15)$$

звідки

$$\frac{dh_l}{dl} = \frac{V^2}{C^2 \cdot R}. \quad (3.16)$$

Отже,

$$J_e = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + \frac{V^2}{C^2 R}. \quad (3.17)$$

Підставляючи сюди $V = Q/\omega$ і враховуючи, що $K = C\omega\sqrt{R}$, отримаємо:

$$i_e = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2}, \quad (3.18)$$

де K – витратна характеристика при нерівномірному русі (змінюється за довжиною потоку).

Це рівняння (2.15) називають **першим видом диференційного рівняння нерівномірного руху рідини**. Одним з головних завдань теорії нерівномірного руху є дослідження зміни глибини потоку за довжиною. Тому це рівняння необхідно перетворити так, щоб в нього входила похідна dh / dl .

Лінію перетину вільної поверхні потоку з подовжньою (відносно напрямку потоку) вертикальною поверхнею називають **кривою вільної поверхні потоку**.

Якщо $dh / dl > 0$, то глибина потоку зростає вниз за течією, крива вільної поверхні називається **кривою підпору**.

Якщо $dh / dl < 0$, то глибина потоку за течією убуває, і крива вільної поверхні називається **кривою спаду**.

Другий вид диференційного рівняння нерівномірного руху:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_0 - \frac{Q^2}{K^2} \left(1 - \frac{\alpha K^2}{g \omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}}. \quad (3.19)$$

У випадку нерівномірного руху рідини в призматичних руслах $\partial \omega / \partial l = 0$ рівняння спрощується до рівняння (3.10).

Зміна за довжиною потоку його глибини та середньої швидкості супроводжуються відповідною зміною питомої енергії перерізу, яка характеризує стан потоку.

Залежно від співвідношення h_0 і $h_{кр}$, а також від ухилу дна водотоку та критичного ухилу i та i_k на ділянці, що розглядається, визначають форму кривої вільної поверхні.

Швидкотоками називають водотоки, ухил дна яких більше критичного. Швидкотоки поділяються на два типи: швидкотоки зі звичайною шорсткістю, які відповідають звичайним типам одежі дна та відкосів каналів, і з підвищеною, що штучно збільшена. Найчастіше швидкотоки мають призматичну форму русла.

Перепадом називають споруду на водоводі для спряження його безнапірних ділянок, розташованих на різних рівнях, у вигляді східців, труб при різкій зміні подовжного профілю траси. Перепади розділяються на одноступеневі та багатоступеневі. Для полегшення аналізу форм кривих вільної поверхні на схемах наводять лінії нормальних ($N-N$) та критичних ($K-K$) глибин на відстані відповідно h_0 і $h_{кр}$ від дна потоку.

Для нерівномірного руху розрізняють вісім різних вільних поверхонь. Розглянемо лише дві з них – криві спаду (рис. 3.3).

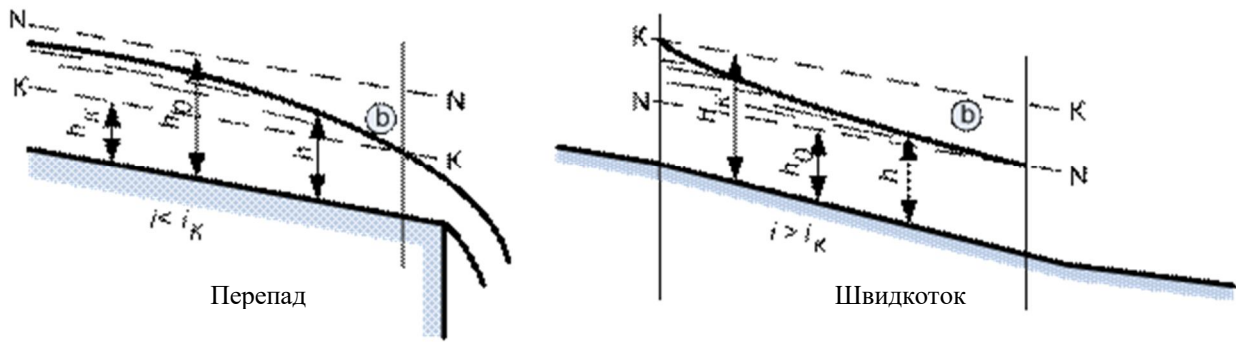


Рисунок 3.3 – Криві спаду

При розрахунку кривих вільної поверхні в непризматичних і призматичних руслах можна використовувати рівняння руху в кінцевих різностях (спосіб В. І. Чарномського). Практично це означає, що весь водоток з довжиною l розбивають на елементарні ділянки δl і використовують рівняння Бернуллі. Ділянки мають бути настільки малими, щоб в їх межах русла можна було б розглядати як призматичні, а ухил тертя визначати за формулою рівномірного руху.

3.4 Питома енергія перерізів, критична глибина і критичний ухил

Механічна енергія маси рідини, що протікає за одиницю часу через обраний живий переріз потоку, віднесена до одиниці ваги й обумовлена щодо довільної горизонтальної площини, називається **питомою енергією потоку E** .

При русі, що плавно змінюється, для будь-якої точки живого перерізу потоку можна записати (рис. 3.4):

$$E = z + \frac{P}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha V^2}{2g}. \quad (3.20)$$

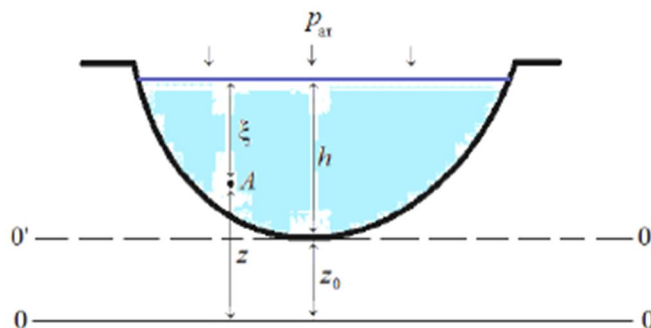


Рисунок 3.4 – Переріз русла при нерівномірному русі рідини

З рисунку бачимо, що надлишковий тиск у точці А складає $p = \gamma \xi$. Тоді з рівняння (3.20) отримаємо:

$$E = Z + \frac{\gamma \xi}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g} = Z + \xi + \frac{\alpha V^2}{2g} = Z_0 + h + \frac{\alpha V^2}{2g}. \quad (3.21)$$

Якщо $Z_0 = 0$, тобто переведемо площину порівняння через найнижчу точку дна. Для живого перерізу при русі у відкритому руслі, що плавно змінюється $Z + p / \gamma = \text{const}$. Якщо площина порівняння проходить через найбільш знижену точку живого перерізу (рис. 3.4), то тоді $Z + p / \gamma = h$. Тоді отримаємо повну питому енергію відносно площини:

$$E = h + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (3.22)$$

Це рівняння виражає *питому енергію потоку*. Питома енергія (E), яка визначена відносно площини порівняння, що проходить через найнижчу точку живого перерізу, називається *питомою енергією перерізу*, а рівняння (3.22) показує залежність питомої енергії перерізу (E) при постійній витраті ($Q = \text{const}$) від глибини h .

Питома енергія – це енергія рідини, що рухається, віднесена до одиниці її ваги й до умовної горизонтальної площини, кількісно дорівнює напору.

Зі збільшенням h перший член рівняння, що представляє питому потенційну енергію, збільшується (енергія положення), а другий, що представляє величину питомої кінетичної енергії, зменшується. Глибина потоку при $Q = \text{const}$ може змінюватися в межах від 0 до ∞ .

Зміна величини питомої енергії перерізу залежно від глибини h визначається зміною функції $E = f(h)$. Виходячи з того, що $V = Q / \omega$, рівняння (3.22) можна записати так:

$$E = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}. \quad (3.23)$$

Якщо $h \rightarrow 0$, відповідно до рівняння (3.22), питома енергія перерізу $E \rightarrow 0$. Якщо побудувати криву $E = f(h)$ у прямокутних осях координат, відкладаючи по осі ординат h , а по осі абсцис E , то ця крива асимптотично наближається до осі абсцис (рис. 3.5). Однак площа поперечного перерізу швидше наближається до 0 і тому при великих h рівняння буде тотожним рівнянню $E = h$, тобто до прямої, що виходить з початку координат під кутом 45° до осей. Ця пряма є другою асимптотою кривій $E = f(h)$.

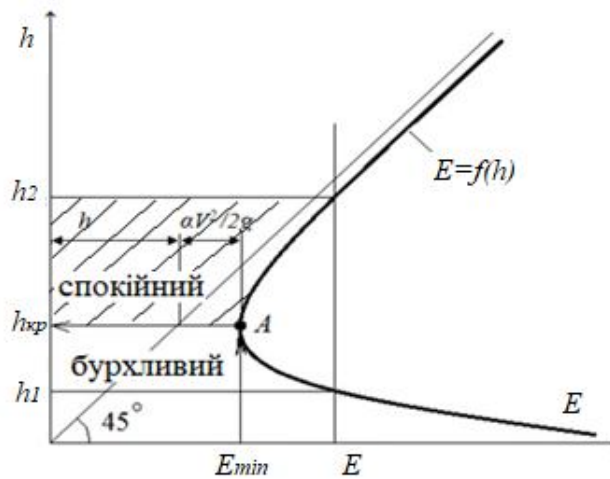


Рисунок 3.5 – Зміна величини питомої енергії перерізу залежно від глибини

Точка А поділяє дві гілки кривої: для нижньої гілки $dE / dh < 0$, для верхньої – $dE / dh > 0$. Однією і тією ж питомою енергією перерізу E потік володіє при двох глибинах h_1 і h_2 .

Взявши другу похідну від E по h , одержуємо:

$$dE / dh > 0. \quad (3.24)$$

Глибина потоку, при якій питома енергія перерізу мінімальна E_{min} називається **критичною й позначається $h_{кр}$** .

Критичній глибині відповідає умова $dE / dh = 0$ за умови $h = h_{кр}$. Функція $E = f(h)$ має екстремум, для визначення якого знаходимо першу похідну функції, прирівнюємо її до нуля, а потім поставимо знак другої похідної:

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \cdot \frac{d\omega}{dh} = 0. \quad (3.25)$$

У призматичному руслі $d\omega \approx Bdh$, ($d / dh = B$, де B – ширина дзеркала води при глибині h). Тоді

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \cdot B = 0. \quad (3.26)$$

Таким чином, при $E = \min$ ($dE / dh = 0$) відповідно до рівняння (3.25):

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{кр}^3}{B_{кр}}. \quad (3.27)$$

Рівняння (3.27) є основним рівнянням критичного стану потоку, яке використовують для визначення критичної глибини при заданій витраті і будь-якій формі живого перерізу. Аналіз цього рівняння показує, що критична глибина не залежить від ухилу дна, шорсткості русла, а визначається витратою і формою живого перетину. Таким чином, при рівномірному русі рідини нормальна глибина залежить саме від ухилу. Очевидно, для будь-якого призматичного русла можна підібрати таке значення ухилу, при якому нормальна глибина h_0 дорівнюватиме $h_{кр}$.

Виходячи із загальної залежності (3.27) розглянемо певні випадки визначення критичної глибини:

– для русел прямокутного перерізу ($B_{кр} = B$; $\omega_{кр} = B h_{кр}$):

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}; \quad (3.28)$$

– для русел трикутного перерізу ($B_{кр} = 2 m h_{кр}$; $\omega_{кр} = m h_{кр}^2$):

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2\alpha Q^2}{g m^2}}; \quad (3.29)$$

– для параболічного русла, якщо парабола описується рівнянням $x = 2pz$, тоді $B_{кр} = 2\sqrt{2p}$, $\omega_{кр} = \frac{2}{3} B_{кр} h_{кр}$:

$$h_{кр} = \sqrt[4]{\frac{27\alpha Q^2}{64gp}}; \quad (3.30)$$

– для трапецієподібного перерізу розраховують значення допоміжної функції:

$$f(\mu) = \left(\frac{Q}{b}\right)^2 \left(\frac{m}{b}\right)^3. \quad (3.31)$$

Далі, за допоміжними таблицями [2, 3] знаходять відповідне значення множника μ . Тоді критична глибина визначається за формулою:

$$h_k = \mu \frac{b}{m}. \quad (3.32)$$

Ще один зі способів визначення критичної глибини для трапецієвидного русла методом підбору, графічно побудовою графіка залежності $\frac{\omega^3}{B_K} = f(h)$ (рис. 3.6), де за графіком відповідно до значення $\frac{\alpha Q^2}{g}$ знаходять шукану величину $h_{кр}$.

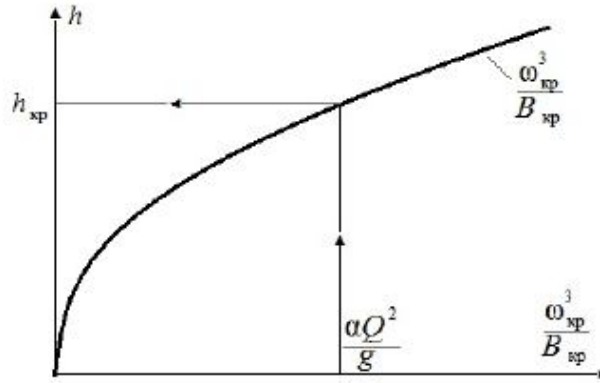


Рисунок 3.6 – Визначення критичної глибини побудовою графіка залежності $\frac{\omega^3}{B_K} = f(h)$

Також значення критичної глибини у трапецієподібному руслі можна знайти за наближеними формулами Агроскіна і Чугаєва.

Критичний ухил – це ухил дна призматичного русла, при якому нормальна глибина дорівнює критичній $h_0 = h_{кр}$.

Далі глибину потоку при рівномірному русі називаємо нормальною глибиною потоку h_0 .

Якщо нормальна глибина в каналі дорівнює критичній, то поздовжній ухил такого каналу називається **критичним** і позначається через i .

Величину критичного ухилу можна одержати з рівняння Шезі для рівномірного руху і рівняння (3.27) тобто: $Q = \omega_k C_k \sqrt{R_k i_k}$ і $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_{KP}^3}{B_{KP}}$.

Підставляючи ці залежності у вираз для Q , отримаємо:

$$\frac{\omega_{KP}^3}{B_{KP}} = \frac{\alpha (\omega_{KP} C_{KP} \sqrt{R_{KP} i_{KP}})^2}{g} \quad \text{або} \quad \frac{\omega_{KP}}{B_{KP}} = \frac{\alpha C_{KP}^2 R_{KP} i_{KP}}{g}, \quad (3.33)$$

$$i_{kp} = \frac{g \omega_K}{\alpha C_{KP}^2 B_K R_{KP}} = \frac{g \chi_{KP}}{\alpha C_{KP}^2 B_{KP}}, \quad (3.34)$$

$$i_k = \left(\frac{Q}{K_K} \right)^2 \quad \text{або} \quad i_k = \left(\frac{Q}{\omega_K W_K} \right)^2. \quad (3.35)$$

Для широких і неглибоких каналів вважають, що $\chi_k = B_k$, тоді

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_{KP}^2}. \quad (3.36)$$

Для заданого русла, який має дійсний ухил i , завжди можна увити і критичний ухил i_{kp} , у загальному випадку не рівний i . такий критичний ухил (завжди більше нуля) можна увити не тільки, якщо $i > 0$, але й якщо $i = 0$ й $i < 0$.

Таким чином, критичний ухил існує для будь-якого призматичного русла незалежно від його дійсного ухилу. Мають місце такі співвідношення:

- якщо $i_o = i_{kp}$, тоді $h_o = h_{kp}$;
- якщо $i_o < i_{kp}$, тоді $h_o > h_{kp}$;
- якщо $i_o > i_{kp}$, тоді $h_o < h_{kp}$.

3.5 Бурхливий, спокійний і критичний стан потоку

Якщо глибина потоку h менше h_{kp} , то потік рухається доволі швидко; такий стан потоку називається **бурхливим**; при глибинах потоку h більше h_{kp} , потік рухається з відносно малими швидкостями й стан потоку при цьому називають **спокійним** (рис. 3.3).

$h < h_{kp}$ ($dE / dh < 0$) – потік у бурхливому стані;

$h = h_{kp}$ ($dE / dh = 0$) – потік у критичному стані;

$h > h_{kp}$ ($dE / dh > 0$) – потік у спокійному стані.

Якщо при розрахунку критична глибина невідома, то для аналізу характеристики стану потоку можна використовувати залежності:

$$\frac{\omega^3}{B_K} < \frac{\alpha Q^2}{g} \text{ – потік у бурхливому стані;}$$

$$\frac{\omega^3}{B_K} = \frac{\alpha Q^2}{g} \text{ – потік у критичному стані;}$$

$$\frac{\omega^3}{B_K} > \frac{\alpha Q^2}{g} \text{ – потік у спокійному стані.}$$

При спільному розгляді рівнянь (3.8):

$$\frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = 1, \quad (3.37)$$

тоді параметр кінетичності дорівнює одиниці:

$$П_K = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = 1, \quad (3.38)$$

При критичному стані потоку може бути зроблений висновок за значеннями параметра кінетичності:

- $h < h_{кр}$ або $Пк < 1$ – бурхливий стан потоку;
- $h = h_{кр}$ або $Пк = 1$ – критичний стан потоку;
- $h > h_{кр}$ або $Пк > 1$ – спокійний стан потоку.

Безрозмірний комплекс $Пк$ називається *параметром кінетичності* потоку, який з фізичної точки зору являє собою подвоєне відношення кінетичної енергії одиниці маси води до потенційної енергії тієї ж маси:

$$Пк = \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3} = \frac{\alpha Q^2}{g \omega^2} \frac{B}{\omega} = \frac{\alpha V^2}{g \frac{\omega}{B}} = \frac{2 \frac{\alpha V^2}{2}}{gh_{cp}} = \frac{2 \cdot KE}{ПЕ} \quad (3.39)$$

Іноді замість параметра кінетичності $Пк$ використовують інші безрозмірні комплекси: $\sqrt{Пк}$, $\frac{1}{Пк}$ та інші.

Спокійні і бурхливі потоки по різному реагують на обурення, вносимо у потік. Спокійний потік плавно обтікає перепони, при стисненні спокійного потоку швидкість збільшується, а рівень вільної поверхні знижується.

При стисненні бурхливого потоку його швидкість зменшується, а рівень вільної поверхні стрибкоподібно збільшується.

Контрольні питання

1. Що таке нерівномірний рух у відкритих руслах та яким основним диференціальним рівнянням його описують?
2. Як можна розтлумачити параметр кінетичності з енергетичної точки зору?
3. Яку енергію потоку називають питомою енергією перерізу?
4. Накресліть графік питомої енергії перерізу.
5. Яку глибину потоку називають критичною? Як визначити критичну глибину в руслах прямокутного, трикутного й трапецієподібного поперечних перерізів?
6. Який ухил дна русла називається критичним?
7. Назвіть стани бурхливості потоків.
8. Коли буде потік бурхливий, а коли спокійний?

Тема 4 Витікання рідини з отворів і насадків

4.1 Класифікація отворів

Питанням витікання рідини через отвори вивчають, починаючи з XVII ст. Вирішення задачі витікання рідини з отворів зводиться до визначення швидкості і витрати рідин. Вперше рівняння Д. Бернуллі було виведене при вирішенні одного із завдань на витікання рідини з отвору.

Теорію витікання рідини через отвори застосовують при розрахунках діафрагм, дірчастих змішувачів, наповненні та спорожненні резервуарів, басейнів, водосховищ, шлюзових камер тощо.

Класифікацію отворів здійснюють за різними показниками:

1. *За розміром:*

- а) малі отвори;
- б) великі отвори.

2. *За товщиною стінки, в якій зроблено отвір:*

- а) отвори в тонкій стінці;
- б) отвори в товстій стінці.

3. *За формою:*

- а) круглі отвори;
- б) квадратні отвори;
- в) прямокутні отвори;
- г) трикутні отвори тощо.

4. *За особливостями гідравлічного розрахунку:*

- а) великі отвори;
- б) малі отвори.

Малий отвір – це отвір, у різних точках якого геометричний напір H практично однаковий. Тут геометричний напір – це відстань по вертикалі від вільної поверхні рідини до певної точки отвору. Висота малого отвору, який розташований у вертикальній стінці, не перевищує $0,1 H$ (наприклад, отвір будь-якого розміру в дні резервуару) (рис. 4.1).

Великий отвір – це отвір, в якому геометричний напір в різних точках по висоті не однаковий (наприклад, вузька вертикальна щілина) (рис. 4.1).

Отвір може бути в тонкій і товстій стінці. Стінка вважається *тонкою*, якщо її товщина менше $0,67 H$, тут товщина стінки не впливає на характер витікання з отвору. *Товстою* є стінка, якщо її товщина $\delta \geq 0,67 H$, тут товщина стінки впливає на витікання рідини.

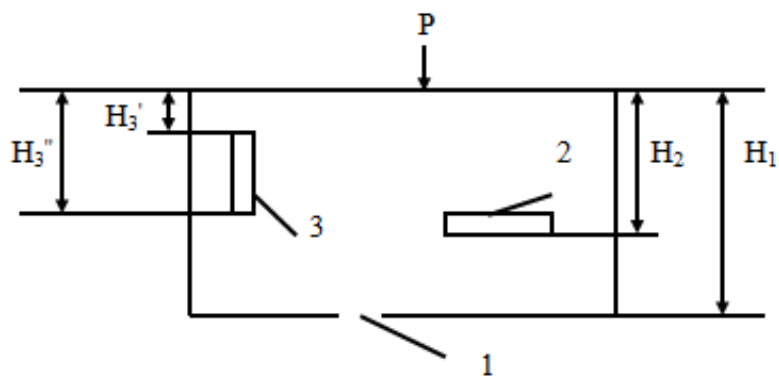


Рисунок 4.1 – Резервуар з різними видами отворів:

1 – отвір у дні резервуара (малий отвір); 2 – вузька горизонтальна щілина (малий отвір); 3 – вузька вертикальна щілина (великий отвір)

Крім того, на характер витікання рідини з отворів впливає стиснення струменя при підході до отвору, постійність або зміна напору і рівень рідини за отвором.

Досконале стиснення – це стиснення, коли бічні стінки і дно посудини не впливають на характер витікання. Якщо отвір знаходиться від бічної стінки або дна на відстані трьох розмірів отвору (для круглого отвору $3d$, для квадратного – $3a$), то витікання відбувається з *недосконалим* стисненням. У цьому випадку бічні стінки або дно судини впливають на витікання.

Розрізняють витікання за наявності притоку рідини і при його відсутності (спорожнення посудини).

Якщо рівень рідини за отвором не впливає на умови витікання, воно називається *вільним*.

При впливі рівня рідини на характер витікання отвори називаються *підтопленими* (при частковому затопленні) або *затопленими* (витікання відбувається під рівень прилеглої нижче рідини).

Пропускна спроможність отвору залежить від умови стиснення струменя, який оцінюють за *коефіцієнтом стиснення струменя*:

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega_0}, \quad (4.1)$$

де ω_c – площа стисненого живого перерізу;
 ω_0 – площа отвору.

4.2 Витікання рідини з малого отвору в атмосферу

Картина витікання рідини з певної посудини через малий отвір у вертикальній стінці має вигляд, зображений на рис. 4.2.

Уведемо позначення:

P_0 – тиск на поверхні рідини в посудині (в загальному випадку P_0 не дорівнює атмосферному тиску P_a);

ω – площа перерізу струменя у перерізі 2-2, який називається стисненим перерізом;

H – заглиблення центра тяжіння площі отвору ω під рівнем рідини у посудині. Вважаємо, що H є також заглибленням центра тяжіння площі ω_c (площа перерізу струменя у стисненому перерізі) під рівнем рідини у посудині.

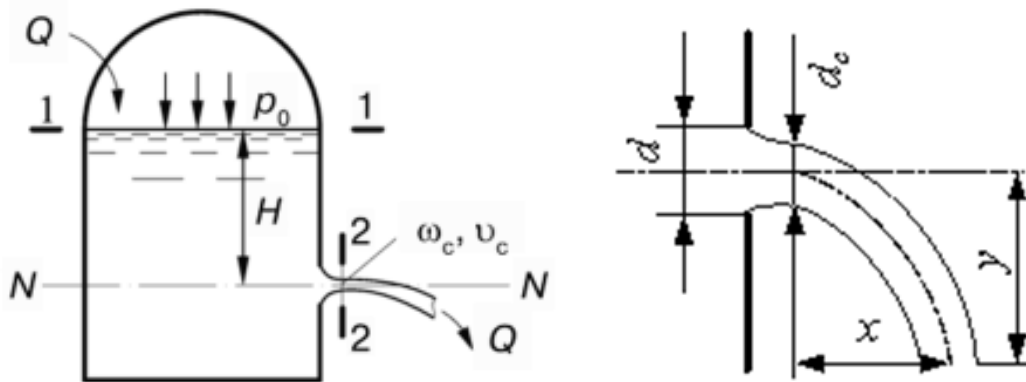


Рисунок 4.2 – Витікання рідини з малих отворів в атмосферу при постійному напорі

Струмені рідини на виході з отвору різко стиснується до перерізу 2-2. Рух струменя у стисненому перерізі близький до паралельно-струменевого. На деякій відстані від отвору, яка близька до $d/2$, витікаючий струмінь зазнає стиснення поперечного перерізу, що характеризується зменшенням діаметра і перерізу струменя до величини $\omega_c \approx \varepsilon \omega$ (формула (4.1)).

У бічній тонкій вертикальній стінці судини є малий отвір. Витікання вільне в атмосферу відбувається при постійному напорі, тобто рівень рідини в резервуарі не змінюється. Знайдемо середню швидкість V_c у стиснутому перерізі і витрату Q рідини, що витікає з посудини.

Для вирішення даного питання складемо рівняння Бернуллі для перерізів 1-1 і 2-2, яке матиме такий вигляд:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Sigma h_w. \quad (4.2)$$

Розглянемо складові рівняння (1.2):

$$z_1 = H; \quad p_1 / \gamma = p_0 / \gamma; \quad \frac{\alpha V_1^2}{2g} \approx 0; \quad (4.3)$$

$$z_2 = 0; \quad p_2 / \gamma = p_{атм} / \gamma; \quad \frac{\alpha V_2^2}{2g} \approx \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_c^2}{2g}. \quad (4.4)$$

Оскільки площа поперечного перерізу судини значно перевищує площу перерізу струменя, то швидкістю руху рідини у посудині нехтуємо, а тиск в рідині в перерізі 2-2 дорівнює атмосферному. Втрати опору зосереджуються у районі отвору, де швидкість руху рідини достатньо високі $\Sigma h_w = \xi \frac{V_c^2}{2g}$.

Підставляємо (4.3) і (4.4) у рівняння (4.2) та отримаємо:

$$H + \frac{P_0}{\rho g} = \frac{P_a}{\rho g} + \frac{V_c^2}{2g} + \frac{\xi V_c^2}{2g}. \quad (4.5)$$

Позначимо:

$$H + \left(\frac{P_0}{\rho g} - \frac{P_a}{\rho g} \right) = H_{пр}; \quad (4.6)$$

де $H_{пр}$ – приведений напір.

$$H = (1 + \xi) \frac{V_c^2}{2g}; \quad (4.7)$$

$$V_c = \sqrt{\frac{1}{1+\xi}} \sqrt{2gH_{пр}}; \quad (4.8)$$

Тоді, швидкість при витіканні з малих отворів у тонкій стінці при постійному напорі визначають за формулою:

$$V_c = \varphi \sqrt{2gH_{пр}}; \quad (4.9)$$

де φ – коефіцієнт швидкості, який враховує втрати опору.

$$\varphi = \sqrt{\frac{1}{1+\xi}}, \quad (4.10)$$

У окремому випадку, коли посудина відкрита, тобто $P_0 = P_a$, ($H_{np} = H$), то швидкість в малому отворі при витіканні з атмосфери визначають так:

$$V = \varphi \sqrt{2gH}. \quad (4.11)$$

Знаючи швидкість в стисненому перерізі знайдемо витрату Q для відкритої посудини:

$$Q = \omega_c V_c = \omega_c \varphi \sqrt{2gH} = \omega \frac{\omega_c}{\omega} \varphi \sqrt{2gH}; \quad (4.12)$$

підставивши ε , отримаємо:

$$Q = \varepsilon \varphi \omega_0 \sqrt{2gH} \quad (4.13)$$

або

$$Q = \mu \omega_0 \sqrt{2gH}, \quad (4.14)$$

де μ – коефіцієнт витрати отвору, який враховує втрати опору і ступінь стиснення струменя, що виходить з отвору $\varepsilon \varphi = \mu$;

ε – коефіцієнт стиснення;

ξ – коефіцієнт опору;

φ – коефіцієнт швидкості.

Зазвичай для досконалого стиснення (для круглих і квадратних отворів) приймають такі середні значення коефіцієнтів:

$$\mu = 0,62; \quad \varphi = 0,97; \quad \xi = 0,06; \quad \varepsilon = 0,63-0,64.$$

Коефіцієнти, які характеризують витікання з отворів, залежать від роду рідини, товщини стінки, температури, форми і розміру отвору, величини напору. Відмінність одержаних формул полягає у величинах коефіцієнтів швидкості та витрати.

Отвори можуть бути правильної і неправильної форми. Форма отвору впливає на витікання рідини і у багатьох випадках змінює поперечний перетин витікаючого струменя. Залежно від форми отвору, через який відбувається витікання, форма поперечного перерізу струменя має різний вигляд (рис. 4.3).

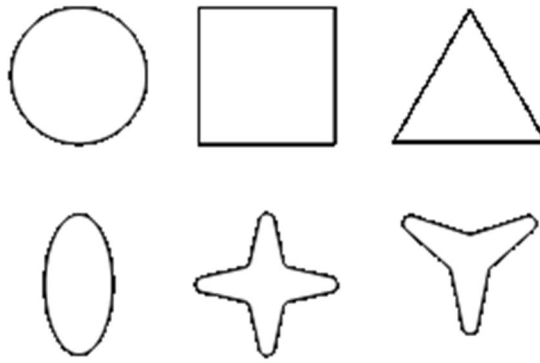


Рисунок 4.3 – Форма поперечного перерізу струменя

Поперечний переріз струменя, який витікає через квадратний отвір, має вигляд хреста з чотирма тонкими ребрами, через круглий – еліптичну форму. Це явище називається *інверсією* струменя.

4.3 Витікання рідини через насадки

За характерними особливостями гідравлічного розрахунку труби поділяють на такі види:

- *довгі труби* – це такі труби, в яких втрати по довжині більше місцевих втрат;
- *короткі труби* – це труби, в яких втрати по довжині майже рівні з місцевими втратами;
- *дуже короткі труби (патрубки)* – це такі труби, в яких втрати по довжині менше місцевих втрат;
- *насадки* – це приєднані до отвору короткі патрубки зазвичай завдовжки $2-4 d$, які дозволяють істотно змінювати швидкість і витрату при витіканні рідини. До насадків вдаються у разі, коли потрібно збільшити пропускну спроможність отвору або для збільшення чи зменшення кінетичної енергії витікаючого струменя.

Розрахункові залежності при витіканні з насадок аналогічні залежностям для малого отвору.

Середнє значення коефіцієнтів для найбільш поширених насадок приведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Середнє значення коефіцієнтів для насадок

№ з/п	Тип насадка	Коефіцієнти		
		швидкості, φ	стиснення струменя, ε	витрати, μ
1	Зовнішній циліндричний: якщо $l = 3-4d$	0,82	1	0,82
	якщо $l = 20d$	0,73	1	0,73
2	Внутрішній циліндричний: якщо $l = 0,5d$	0,98	0,52	0,51
	якщо $l = 3-4d$	0,71	1	0,71
3	Конічний, що сходиться, якщо $\alpha = 5^\circ$	0,92	1	0,92
4	Конічний, що розходиться, якщо $\alpha = 5^\circ$	0,48	1	0,48
5	Коноїдальний	0,96	1	0,96

Як правило, насадки є незатопленими, тобто витікання рідини відбувається в газове середовище. При цьому рух рідини в насадках напірний. Насадки бувають (рис. 4.6):

- зовнішні та внутрішні;
- циліндрові;
- що конічно сходяться і розходяться;
- коноїдальні.

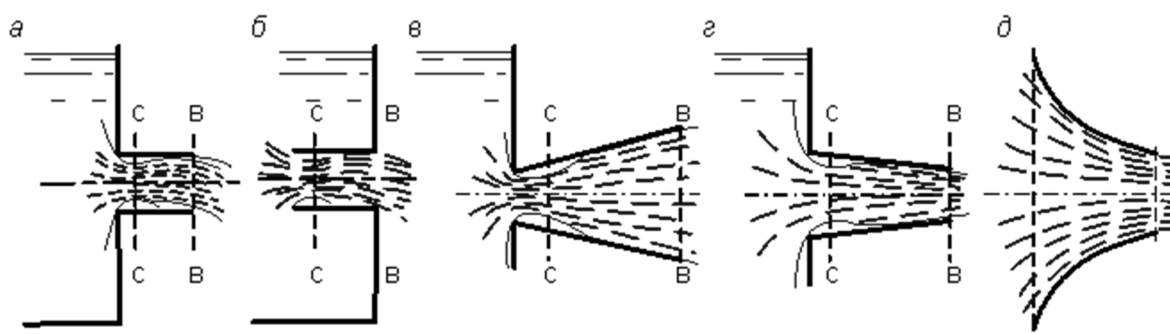


Рисунок 4.6 – Форми насадків:

а – зовнішній циліндровий; б – внутрішній циліндровий; в – насадок, що конічно розходиться; г – насадок, що конічно сходиться; д – коноїдальний

У насадці потік складається з двох самостійних частин:

- центральної зони, де частинки рідини переміщуються тільки поступально;

- коловоротної зони, яка знаходиться навколо неї, де частинки рідини здійснюють обертовий рух, а вся зона становить собою завихрений простір (рис. 4.7).

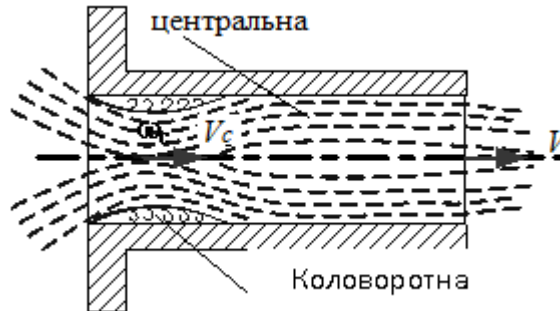


Рисунок 4.7 – Схема руху потоку в насадку

У коловоротній зоні знаходяться рідина, пара, яка виділилася з рідини, та розчинені гази. Завихрена зона утворюється в результаті вигину ліній токів, який викликаний умовами входу рідини в отвір, при цьому Струмінь заповнює весь переріз насадки не зразу, а лише на певній відстані від вхідного отвору.

Затиснуте у завихреній зоні повітря доволі швидко захоплюється потоком, і на вхідній ділянці насадки утворюється вакуум, величина якого залежить від швидкості руху рідини або, по суті, від напору. Унаслідок вакууму (розрідження) рідина підсмоктується з резервуару, де швидкість протікання рідини збільшується через збільшення повного напору (напір над центром тяжіння вхідного отвору і вакуум у стиснутому перерізі). Вакуум, в свою чергу, трохи розширює стиснений переріз. Збільшення швидкості руху рідини через вхідний отвір та збільшення площі стисненого перерізу викликають зростання витрати через насадок у порівнянні з витіканням через отвір. За умови насадок довжиною більше $40-50 d$ ефект підсмоктування не компенсує гідравлічні втрати за довжиною насадка, і тому зростає й витрата рідини через такий насадок, яка дорівнює або менше витрати через отвір.

Насадки, що конічно сходяться, і коноїдальні насадки забезпечують отримання максимальної витрати при великій швидкості, отже, великого кінетичного струменя (пожежні брандспойти, фонтани, гідромонітори).

Конійдальний насадок окреслюється за формою витікаючого струменя. Коефіцієнти витрати μ і швидкості ϕ рівні між собою і приймаються рівними $0,97-0,99$ залежно від напору і якості обробки внутрішньої поверхні насадка.

Коефіцієнт швидкості ϕ для насадків, що конічно сходяться, по мірі збільшення кута конусності безперервно зростає від 0,829 до 0,984. Основне призначення цих насадків – збільшувати швидкість виходу рідини, тобто створювати струмінь, який володіє великою питомою кінетичною енергією. Тому їх застосовують в якості сопел гідромоніторів, гідравлічних турбін, наконечників пожежних брандспойтів.

При використанні насадок, що конічно розходяться, кут конусності обмежений. Інакше струмінь не заповнює насадку і витікання відбувається як з отвору в тонкій стінці. Насадки, що конічно розходяться, за рахунок розширення потоку відрізняються від всіх інших видів насадків значно більшими втратами напору, малими швидкостями виходу.

Втрати в насадках більші, ніж втрати напору при витіканні з малих отворів у тонкій стінці. Тому всі насадки мають менший коефіцієнт швидкості.

Найбільшими значеннями коефіцієнтів витрати та швидкості зовнішній циліндричний насадок володіє при довжині $3-4d$ ($\mu = 0,82$). Зовнішній циліндричний насадок такої довжини називається насадком Вентурі. Циліндричні насадки широко застосовуються на практиці, наприклад, у якості випусків води у дамбах та водопровідних труб під насипами тощо.

Контрольні питання

1. Наведіть класифікацію отворів.
2. Дайте визначення явища інверсії.
3. Охарактеризуйте досконале і недосконале стиснення потоку при витіканні через отвір.
4. Дайте визначення коефіцієнта стиснення струменя.
5. Наведіть схему витікання рідини з малих отворів при постійному напорі.
6. Наведіть класифікацію насадків, галузі їхнього використання.
7. Опишіть характер руху потоку в насадку.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2 СПОЛУЧЕННЯ Б'ЄФІВ

Тема 5 Водозливи, їх класифікація

Рівномірний рух води при стисненні русла якою-небудь перешкодою або з боків переходить у нерівномірний, глибина води в руслі перед перешкодою або стисненням підвищується. Підвищення відбуватиметься до тих пір, поки через стиснутий живий перетин не буде проходити витрата потоку, що йде по руслу.

Перешкода, утрудняє потік тільки знизу або з боків, або одночасно з боків і знизу, через яку відбувається перелив води називається водозливом. А рух води в цьому випадку називається витіканням через водозлив.

Водозлив являє собою частину гідротехнічної споруди, що перегороджує потік та через яку відбувається перелив рідини з одного рівня на інший.

Водозливи є найпоширенішими водопропускними гідротехнічними спорудами. Водозливи мають широке застосування у гідротехніці, а також у гідрометрії, де використовуються для вимірювання витрат води. Теорія водозливу лежить в основі гідравлічного розрахунку гребель та багатьох видів водоспусків. Характерні для водозливів залежності широко використовуються і для розрахунку багатьох споруд: безнапірних труб, малих мостів, колодязних перепадів тощо.

Водозлив попереджає затоплення гідротехнічної системи, що використовується для видалення води з різних територій, конструкцій, споруд, а також з їх поверхонь. Фактично, водозливна система являє собою перепадні споруди (групу природних або штучних порогів чи каскадів), через які відбувається переливання води. Принцип роботи даної системи заснований на переливанні води (та інших рідин) по ходу її течії з одного рівня на наступний.

5.1 Загальні відомості, термінологія

Водозливом називають перешкоду на шляху руху потоку, через яку відбувається перелив води.

Допустимо на рисунку 5.1 зображений певний канал, який перегороджений поперек або через поріг вирізу, зробленого у цій стінці. Водозлив являє собою безнапірний отвір в порозі (водозливний отвір) або виріз, зроблений у гребні стінки, через яке протікає вода і відбувається перелив відкритого потоку (рис. 5.1).

Таким чином, споруда, через яке відбувається перелив води, називається *водозливом*, а рух води – *витікання через водозлив*. Частина стінки у межах водозливного отвору, через який переливається вода, називається *водозливною стінкою*.

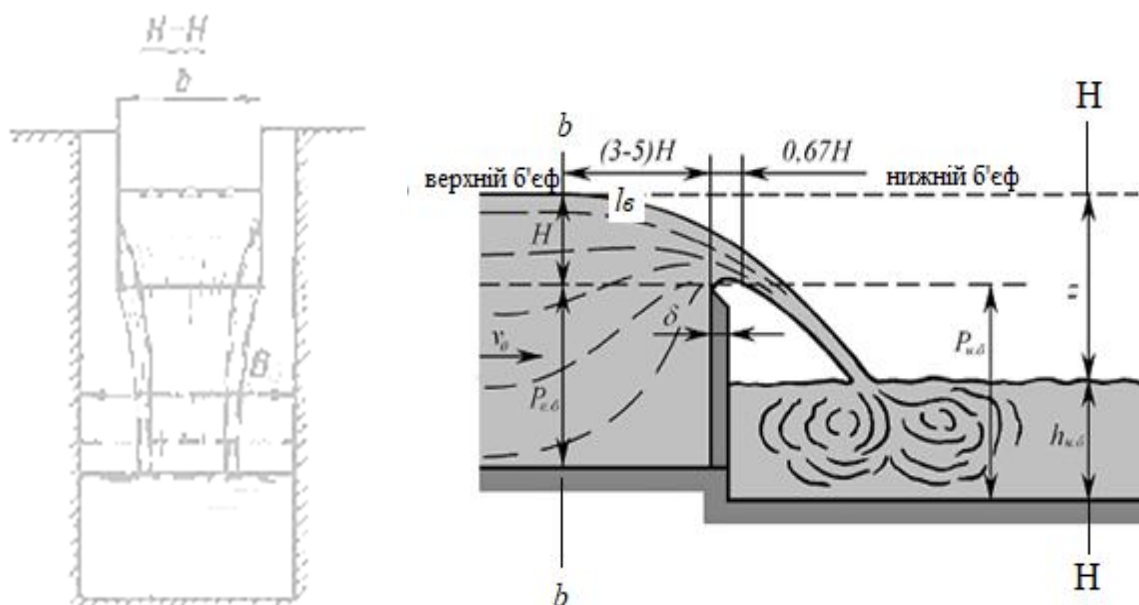


Рисунок 5.1 – Схема витікання через водозлив з тонкою стінкою

Введемо таку термінологію та позначення:

1. Область потоку перед водозливною стінкою (вище гідротехнічної споруди за течією) називаємо *верхнім б'єфом* (ВБ); область потоку за водозливною стінкою (нижче гідроспоруди) – *нижнім б'єфом* (НБ). Верхня частина водозливу, через яку відбувається витікання (верхня кромка водозливу) називається *гребнем*. Кожній витраті Q , яку пропускають через даний водозлив, відповідає певний напір над гребнем водозливу.

2. Візьмемо на відстані lv від верхньої грані водозливної стінки переріз $b-b$, у якому починається падіння вільної поверхні, обумовлене наявністю водозливу. Досвід експлуатації показує те, що довжина $lv = (3-5)H$, де величина H , яка вимірюється у перерізі $b-b$, називається *геометричним напором* на водозливі.

Геометричний напір на водозливі – це перевищення рівня води в верхньому б'єфі над гребнем водозливної стінки горизонту води в перерізі $b-b$, де ще немає помітного падіння вільної поверхні, обумовленого витіканням води через водозлив.

Відстань від гребня водозливу до найвищої позначки вільної поверхні називається *статичним напором* на водозливі.

3. Уведемо додаткові позначення основних параметрів водозливу:

форма порогу або *профілю водозливу* – форма (уздовж течії) перерізу водозливу (рис. 5.2);

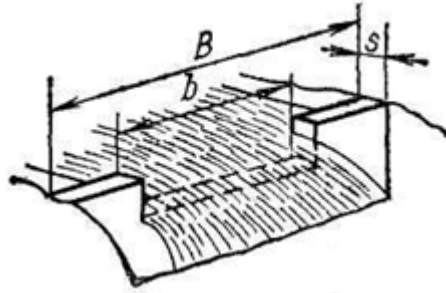


Рисунок 5.2 – Схема водозливного отвору

b – ширина водозливу або, іншими словами, ширина водозливного отвору – довжина водозливного фронту (у напрямку, перпендикулярному напрямку руху рідини, що переливається через водозлив) (рис. 5.2). така ширина вирізу (поперек руху) називається прольотом;

δ – товщина водозливної стінки;

$P_{в.б.}$, $P_{н.б.}$ – висоти водозливної стінки відповідно у верхньому і нижньому б'єфах; якщо у $P_{в.б.} = P_{н.б.}$ цю висоту позначаємо як P – висота водозливу.

B – ширина русла, в якому побудований водозлив;

h_0 – нормальна (побутова) глибина в нижньому б'єфі;

Z – геометричний перепад на водозливі (різниця горизонтів води у верхньому і нижньому б'єфах), тобто Z – різниця рівнів води до і після водозливу;

V_0 – швидкість підходу, тобто середня швидкість, яка вимірюється в зазначеному перерізі $b-b$;

H_0 – так названий повний напір на водозливі або напір з урахуванням швидкості підходу:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}; \quad (5.1)$$

де α – коефіцієнт Коріоліса (коректив кінетичної енергії);

V – швидкість потоку у верхньому б'єфі: $V = \frac{Q}{b(H+Z_c)}$.

Якщо $H < 0,5 Z_c$, то швидкісний напір можна не враховувати, і вважати, що $H_0 = H$. У випадку підтоплених водозливів у формулу витрати вводиться коефіцієнт підтоплення $\sigma_n < 1$, який розраховується за емпіричними формулами.

Z_0 – так названий повний перепад на водозливі або перепад з урахуванням швидкості підходу:

$$Z_0 = Z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (5.2)$$

5.2 Класифікація водозливів

Широке застосування водозливів в інженерній практиці вимагає певної класифікації для них. Виділяють класифікацію водозливів за рядом різних показників.

1. Класифікація водозливів за *геометричною формою* водозливного отвору, де виділяють водозливи (рис. 5.3):

- а) прямокутного перерізу (рис. 5.3, а);
- б) трикутного перерізу (рис. 5.3, б);
- в) трапецієподібного перерізу (рис. 5.3, в);
- г) кругового перерізу (рис. 5.3, г);
- д) параболічного перерізу (рис. 5.3, д);
- е) з похилим гребнем (рис. 5.3, е).

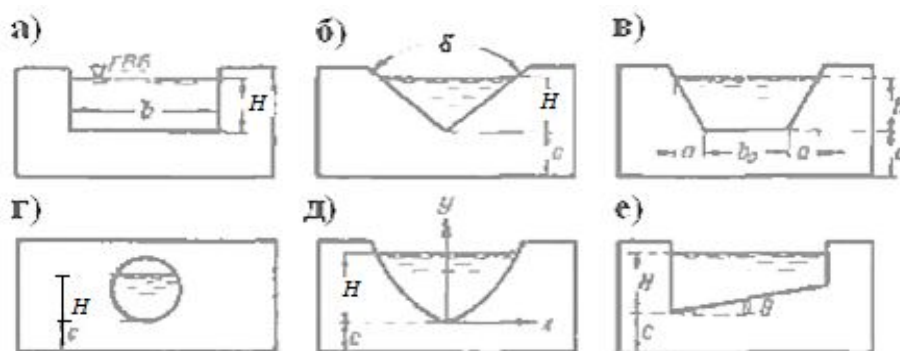


Рисунок 5.3 – Різні форми водозливного отвору

2. Класифікація водозливів за *типом стінок*, через які переливається вода залежно від форми і розмірів поперечного перерізу водозливної стінки. Дана класифікація є найважливішою, за якою виділяють наступні водозливи:

а) *водозливи з тонкою стінкою* – це водозливи, по периметру отвору яких укріплений металевий лист із гострою крайкою. Тут струмінь води, який переливається через водозливну стінку, формується під дією тільки верхової її грані, а інші поверхні водозливної стінки не впливають на картину витікання; при наявності вертикальної стінки водозлив з тонкою стінкою існує за умови $\delta \leq (0,1 - 0,5 H)$ (рис. 5.1);

б) *водозливи із широким порогом* – це водозливи, в яких товщина стінки $\delta = 2-3 H$ (рис. 5.4). Ці водозливи мають водозливну стінку будь-якої висоти, гребінь якого зазвичай (у випадку прямокутного отвору) є горизонтальною площиною: взагалі цей гребінь є циліндричною поверхнею горизонтальної утворюючої у вигляді прямої лінії, направленої уздовж течії; товщина (ширина) δ для водозливу з широким порогом повинна відповідати наступним умовам:

- на відстані δ втрата напору за довжиною повинна бути малою;
- у межах відстані δ повинна бути хоча б невелика ділянка потоку, який характеризується плавно змінним рухом.

Для прямокутних водозливів з широким порогом товщина δ знаходиться у межах $2H \leq \delta \leq 8H$. Якщо $\delta > 8H$, то це не водозлив, а канал з горизонтальним дном, де слід враховувати крім місцевих втрат опору, а й втрати за довжиною. Якщо $\delta < 2H$, то на довжині δ не спостерігається плавно змінний рух.

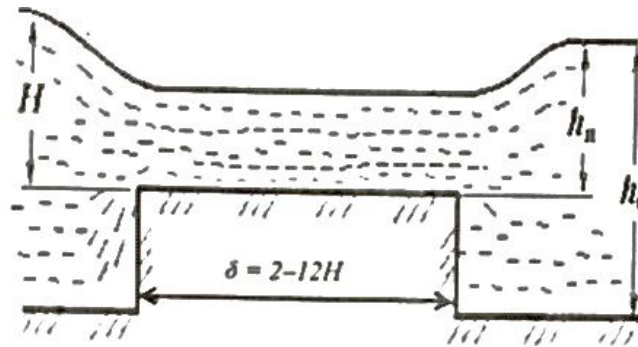


Рисунок 5.4 – Водозлив з широким порогом

в) водозливи *практичного профілю*, або гребля, – це такі водозливи, в яких товщина гребня знаходиться у межах $0,67-2,0 H$. Часто низова грань таких водозливів має обрис траєкторії вільно падаючого струменя при висоті падіння, що дорівнює висоті водозливу (рис. 5.5).

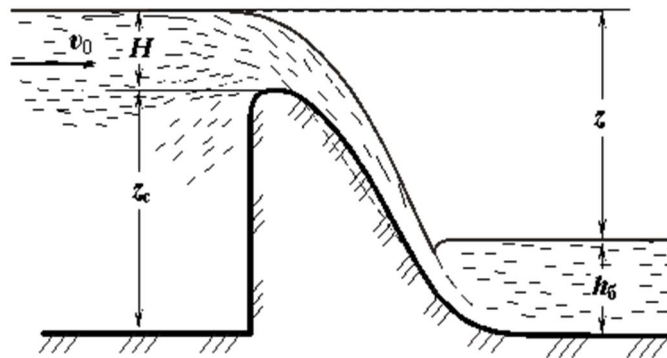


Рисунок 5.5 – Водозлив з практичного профілю

3. *Класифікація водозливів за окресленням гребня водозливної стінки у плані:*

- водозливи з *прямолінійним в плані гребнем* (рис. 5.6):
 - прямі або лобові (нормальні до напрямку потоку);
 - косі;
 - бокові (паралельні напрямку потоку);

– водозливи з непрямолінійним в плані гребнем (рис. 5.7):

а) полігональні (ломані);

б) криволінійні;

в) замкнені, зокрема кільцеві.

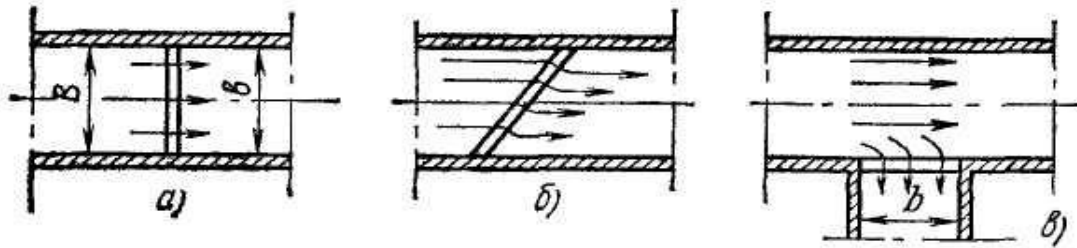


Рисунок 5.6 – Водозливи з прямолінійним в плані гребнем:

а – прямі;

б – косі

в – бокові

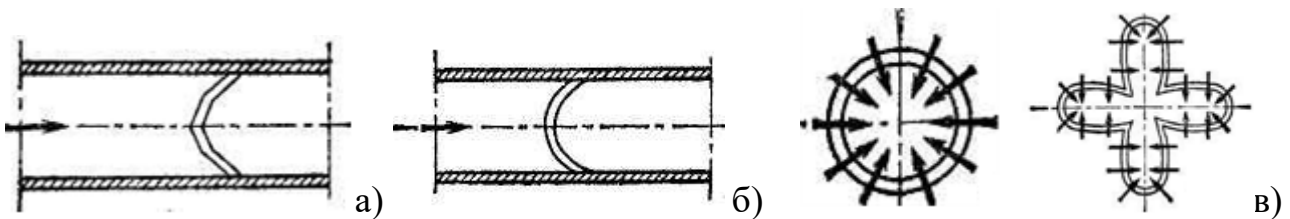


Рисунок 5.7 – Водозливи з прямолінійним в плані гребнем:

а – ламані (полігональні);

б – криволінійні

в – замкнені

4. Класифікація водозливів за впливом нижнього б'єфу на витікання:

а) незатоплені водозливи, в яких рівень нижнього б'єфа не впливає на витрату Q і H та умови переливу через поріг (рис. 5.8, а);

б) затоплені водозливи, в яких рівень нижнього б'єфа впливає на витрату Q і (або) H та умови переливу (рис. 5.8, б).

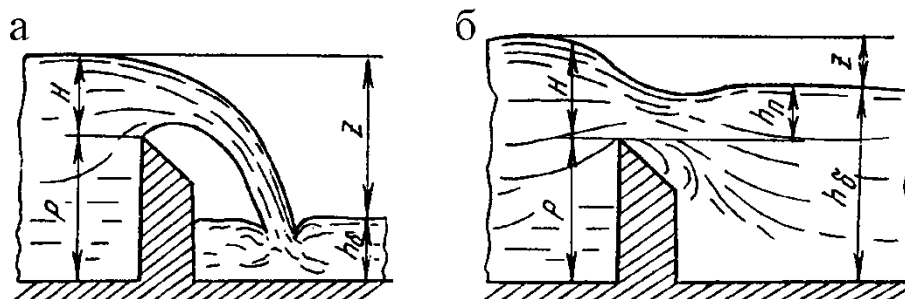


Рисунок 5.8 – Схема гідравлічних режимів роботи водозливу:

а – незатоплений, б – затоплений.

5. Класифікація водозливів за наявністю в них бічного стиснення, тобто співвідношення B і b (тільки для прямокутних водозливів):

- а) водозливи без бічного стиснення $B = b$ (рис. 5.9, а);
- б) водозливи з бічним стисненням:
 - водозливи з одnobічним бічним стисненням $b < B$ (рис. 5.9, б);
 - водозливи з двостороннім бічним стисненням (рис. 5.9, в).

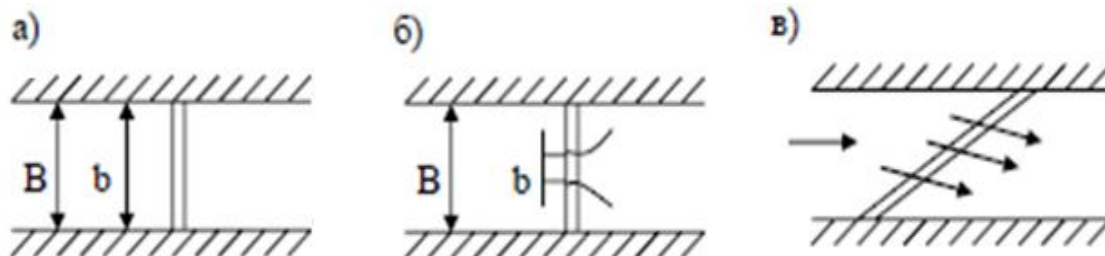


Рисунок 5.9 – Форми водозливів за наявністю бічного стиснення:

а – водозливи без бічного стиснення; б – водозливи з одnobічним бічним стисненням; в – водозливи з двостороннім бічним стисненням

6. Класифікація водозливів за стисненням потоку у вертикальній площині:

- а) водозливи з порогом
- б) водозливи без порогу.

При витіканні через більшість водозливів з порогом $P_l > 0$ відбувається стиснення потоку у вертикальному напрямку, лінії струму викривляються і «підтягуються» знизу до гребня водозливу.

Але можуть бути і водозливи без порогу, наприклад, $P_l = 0$. У цьому випадку витікання через водозлив відбувається при наявності бокового стиснення (отвори мостів та інших гідротехнічних споруд на меліоративних системах).

7. Класифікація водозливів за конструкційними матеріалами:

- а) металічні;
- б) бетонно-металічні;
- в) бетонно-металічні з використанням природного ландшафту (дна і берегів річок) – для конструкцій промислового масштабу;
- г) полімерні тощо.

5.3 Водозлив з тонкою стінкою. Коефіцієнт витрати водозливу

Водозлив з тонкою стінкою зазвичай служать для вимірювання витрати та стабілізації рівня рідини в резервуарах. Стінка називається тонкою, якщо товщина її $\delta < 0,5 H$ або стінка має гострою вихідну крайку. При цьому струмінь стосується тільки її вхідній кромки (рис. 5.10).

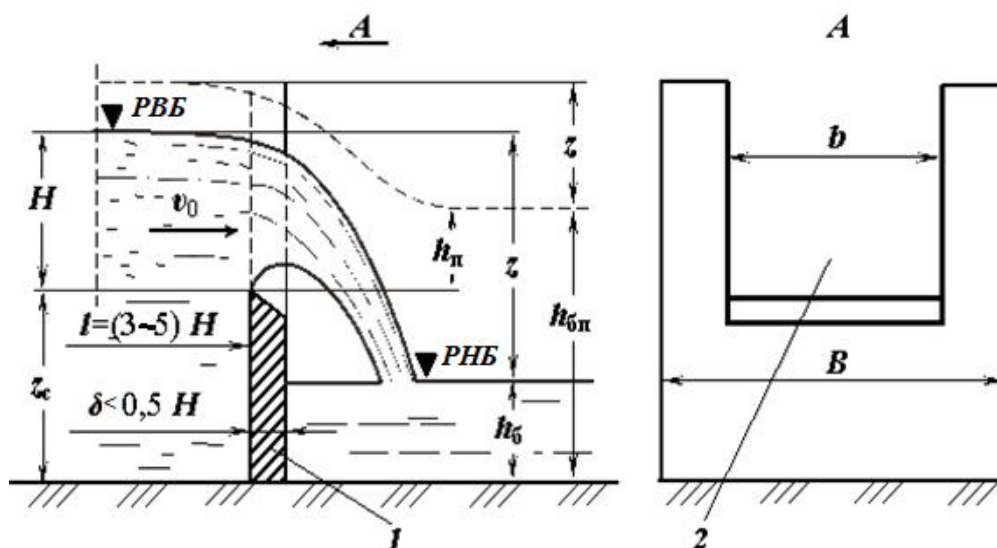


Рисунок 5.10 - Водозлив з тонкою стінкою:

1 – водозливна стінка; 2 – водозливний отвір;

РВБ – рівень верхнього б'єфу; РНБ – рівень нижнього б'єфу

На рисунку 5.11 зображені типи струменя під час витікання води через водозлив з тонкою стінкою. *Вільний струмінь* – це такий струмінь, при якому повітря вільно надходить з усіх боків, в результаті чого тиск під струменем дорівнює атмосферному (рис. 5.11, а). У деяких випадках це можна досягти штучною подачею повітря. Водозлив з такими ознаками називають досконалим (іноді нормальним).

За дослідними даними Базена вільна поверхня води у верхньому б'єфі починає знижуватися в цьому випадку на відстані $L = 3H$ від порога водозливу.

Якщо припинити доступ повітря під струмінь, то наявне там повітря поступово буде відсмоктуватися струменем і під ним утвориться вакуум. У результаті струмінь відтісняється до стінки водозливу, а рівень води під ним підвищується. Такий струмінь називається *відтіснутим* (рис. 5.11, б). Тиск під струменем менше атмосферного (є вакуум), і рівень води піднімається вище рівня у нижньому б'єфі, але в підструйному просторі ще є вакуум.

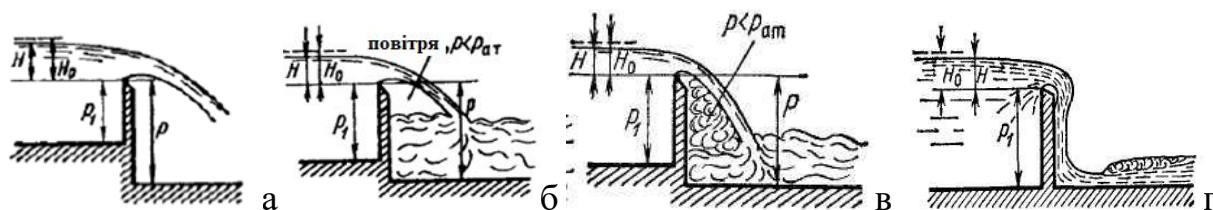


Рисунок 5.11 – Типи струменя при витіканні через водозлив з тонкою стінкою:

а – вільний; б – відтіснутий; в – підтоплений знизу; г – притиснутий

Прилиплий (притиснутий) струмінь утворюється з відтиснутого або підтопленого знизу, коли він повністю прижимається до стінки водозливу. Такий тип струменя дуже не стійкий. Якщо весь простір під струменем заповнюється водою, він стає *підтопленим* знизу (рис. 5.11, в). тиск під струменем (при рівних умовах) ще менший, ніж у попередньому випадку – прижаний струмінь (рис. 5.11, г).

Якщо зміна рівня води у нижньому б'єфі не впливає на величину напору H , водозлив називається *вільним (непідтопленим)*.

Під час збільшення h_6 до h_{6n} відбувається підтоплення водозливу. При цьому підвищується рівень у верхньому б'єфі, вільна поверхня займає положення, показане пунктиром (рис. 5.10). Такий водозлив називають *підтопленим*. Перевищення рівня у нижньому б'єфі над гребнем водозливу називається *глибиною підтоплення* – h_n .

Формулу витрати водозливу з тонкою стінкою (рис. 5.1) можна одержати з формули витрати через великий отвір у тонкій стінці. За наступним рівнянням:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} [H_2^{3/2} - H_1^{3/2}]. \quad (5.3)$$

У випадку водозливу потік не обмежений зверху; отже, $H_1 = 0$, а $H_2 = H$. Якщо замінити $2/3 \mu$ на m , то

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (5.4)$$

Отримана формула є загальною формулою витрати через водозлив. Безрозмірна величина m у формулі (5.4) називається коефіцієнтом витрати.

Величина коефіцієнта витрати m залежить від форми стінки, умов протікання через водозлив і визначається емпіричним шляхом або за формулою Базена.

$$m = 0,405 + \frac{0,003}{H}. \quad (5.5)$$

Для вільного струменя й прямокутного отвору коефіцієнт витрати визначають за формулою Базена:

$$m = (0,405 + \frac{0,0027}{H}) [1 + 0,55 \frac{H^2}{(H + P)^2}], \quad (5.6)$$

де H, P повинні виражатися в метрах.

У випадку підтопленого водозливу з тонкою стінкою:
 $h = (t - p) > 0, \quad z/p < 0,7$.

У формулу витрати (5.4) вводять коефіцієнт підтоплення σ_n , а саме:

$$Q = \sigma_n m_o b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (5.7)$$

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h}{p} \right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}}. \quad (5.8)$$

Добуток σ_n, m_o можна назвати коефіцієнтом витрати підтопленого водозливу, тобто

$$m_n = \sigma_n m_o. \quad (5.9)$$

Для непідтоплених водозливів залежно від типу водозливу використовують різні формули для визначення витрати водозливу.

1. *Трикутний водозлив з вертикальною тонкою стінкою* при вільному доступі під струменем. Трикутний водозлив використовують для заміру малих витрат води (рис. 5.12). Витрата такого водозливу (в м³/с) здійснюють за умови (Q – м³/с, а H у метрах):

а) якщо кут θ дорівнює 90°:

– за Кінгом:

$$Q = 1,343 \cdot H^{2,47}, \quad (5.10)$$

– за Томпсоном:

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2}. \quad (5.8)$$

б) якщо кут $22^\circ \leq \theta \leq 118^\circ$ визначають за Граве:

$$Q = 1,331 \left(\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right)^{0,996} \cdot H^{2,47}. \quad (5.9)$$

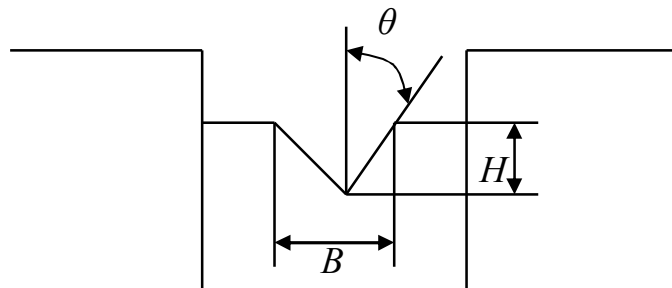


Рисунок 5.12 – Схема трикутного водозливу

2. *Трапецієподібний водозлив* з вертикальною тонкою стінкою при вільному доступі повітря для визначення витрати такого водозливу застосовують наближену формулу:

$$Q = m b_{cp} \sqrt{2gH}^{3/2} = m\varepsilon (b_0 + 0,8 nH) \sqrt{2gH}^{3/2}, \quad (5.10)$$

де b_{cp} – середня ширина водозливу;
 b_0 – ширина трапецієвидного вирізу знизу;
 $n = ctg\varphi$;
 ε – коефіцієнт бокового стиснення;
 m – коефіцієнт витрати, якщо $ctg\varphi = 1/4$ приймають рівним $m = 0,42$.

5.4 Водозливи з тонкою стінкою практичного профілю

Водозливи практичного профілю розраховують за формулою Павловського, яка становить собою видозміну загальної формули витрати через водозлив з урахуванням ряду особливостей:

$$Q = m\sigma_f\sigma_H\sigma_n b_{cm} \sqrt{2gH_0}^{3/2}, \quad (5.11)$$

де m – коефіцієнт витрати нормального водозливу, що визначається дослідним шляхом;

σ_f – коефіцієнт форми, що враховує вплив зміни форми в межах певного типу;

σ_H – коефіцієнт повного напору;

b_{cm} – ширина потоку, що переливається через водозлив, з урахуванням стиснення;

σ_n – коефіцієнт підтоплення;

H_0 – напір над ребром водозливу з урахуванням швидкості підходу до водозливу.

Водозливи практичного профілю - проміжні форми між тонкою стінкою і широким порогом з широким розмаїттям профілю порога в поперечному перерізі.

Водозливи практичного профілю мають товщину стінки зазвичай в межах $\delta = (0,5-2) H$ (рис. 5.5). Водозливи практичного профілю застосовують як водопропускні споруди при невеликих витратах води, а також у якості гасителів енергії – служать водозливними греблями в гідровузлах.

Водозливи практичного профілю називають ще водозливами Кригера-Офіцера. Витрату через водозлив Кригера-Офіцера визначають за формулою (5.4), де m можна прийняти рівним: $m = 0,45-0,49$.

Водозливи практичного профілю криволінійного обрису мають велике значення при проектуванні водоскидних споруд.

Такі водозливи мають різні обрисы. Залежно від окреслення вони можуть бути вакуумними і безвакуумними. Безвакуумні водозливи мають вертикальну (верхову) напірну грань, а зливна (низова) грань окреслена формою нижньої поверхні струменя, яка переливається через непідтоплений водозлив з тонкою стінкою.

За формою профілю виокремлюють (рис. 5.13):

- а) водозливи з профілем, окресленим за формою падаючого струменя,
- б) водозливи з розширеним горизонтальним гребнем,
- в) водозливи розпластаного профілю.

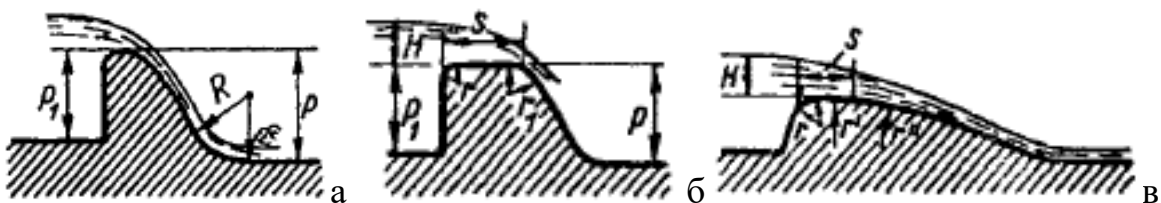


Рисунок 5.13 – Водозливи практичного профілю

Водозлив практичного профілю полігонального окреслення з відносною довжина порогу (або шириною водозливу за верхом) ($0,5-0,67 < s/H < 2$). Якщо $\theta_B = \theta_H = 90^\circ$ маємо водозлив практичного профілю прямокутного обрису (рис. 5.14, а).

Водозлив практичного профілю криволінійного окреслення. Верхня частина гребня (оголовок) і низова грань мають плавний обрис, який часто виконується відповідно до кількох відкоригованими координатами струменя, що вільно перетікає через вертикальну тонку стінку (рис. 5.14, б).

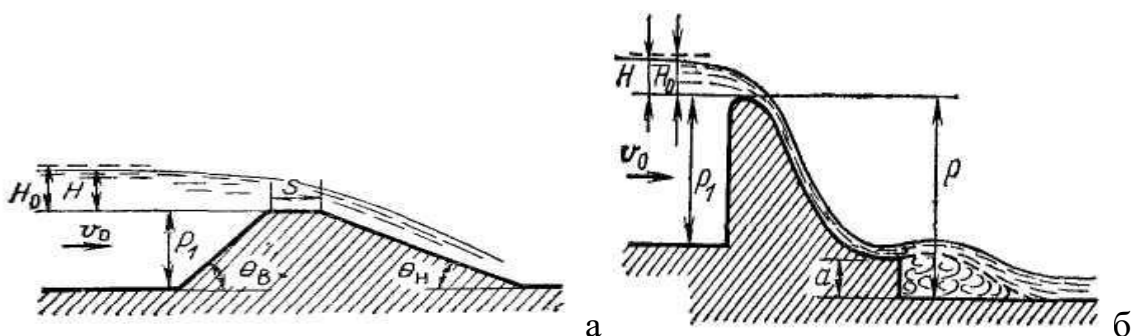


Рисунок 5.14 – Водозлив практичного профілю полігонального окреслення

До водозливу практичного профілю належать також:

- а) циліндричні водозливи (рис. 5.15, а),
- б) водозливи практичного профілю розпластаного типу (рис. 5.15, б)
- в) водозливи з м'якої синтетичної тканини, які наповнюються водою, а іноді і повітрям (рис. 5.15, в).

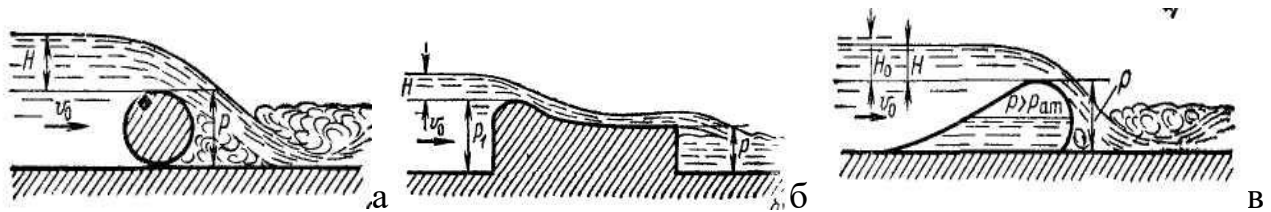


Рисунок 5.15 – Водозливи практичного профілю

5.5 Водозливи з широким порогом

Водозливом з широким порогом називають водозлив, у якого товщина стінки (довжина горизонтального порога) $\delta > 2H$ (рис. 5.4). Такі водозливи найчастіше застосовують у гідротехнічній практиці для водозабірних та водоскидних споруд, наприклад, дорожні безнапірні труби, малі мости тощо.

Для водозливу з широким порогом (рис. 5.16) із горизонтальною поверхнею порогу у межах $2 < s / H < 10$ втрати опору за довжиною достатньо малі. Також у літературі зустрічаються оцінки верхньої межі $8 < s / H < 12$. Хоча б у межах невеликі ділянки спостерігається плавно змінний рух на водозливів з широким порогом.

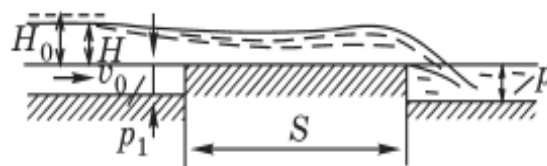


Рисунок 5.16 – Схема водозливу з широким порогом

Витрата розраховується за формулою:

$$Q = \sigma_n \cdot m \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (5.12)$$

Коефіцієнт витрати m залежить від форми входу в плані і відносних розмірів порогу:

– при відсутності бокового стиснення ($b = B$) і висоті порогу $p_1 \neq 0$, при наявності бокового стиснення ($b < B$) і висоті порогу $p_1 = 0$ коефіцієнт витрати знаходять за довідковими таблицями;

– при наявності бокового стиснення ($b < B$) і висоті порогу $p_1 \neq 0$ коефіцієнт витрати визначають за рекомендаціями В. В. Сміслова:

У випадку неплавного входу (зворотні вертикальні стінки) (рис. 5.17, а):

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{bH}{\Omega_{B,B}}, \quad (5.13)$$

де $\Omega_{B,B}$ - площа живого перетину у верхньому б'єфі.

У випадку входу з конусами: (рис. 5.17, б):

$$m = 0,3 + \frac{0,08}{1 + 2s \frac{H}{b}}, \quad (5.14)$$

де s – ctg кута конуса.

У випадку входу з закругленням у плані, сопряганням за типом раструба можна приймати коефіцієнт витрати $m = 0,35 - 0,36$ (рис. 5.17, в).

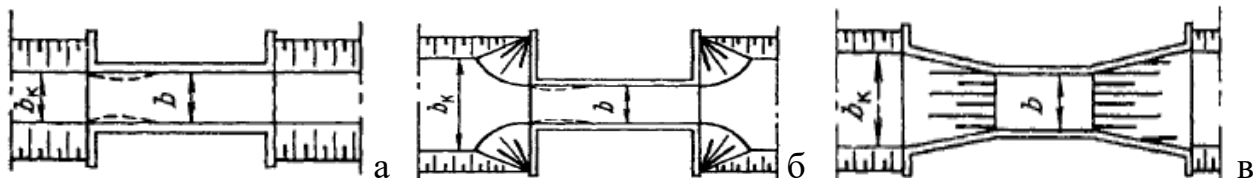


Рисунок 5.17 – Типи входів до водозливів з широким порогом

Межу, при якій наступає підтоплення водозливу, оцінюють значенням відносного підтоплення Δ / H_0 , де $\Delta = h_0 - p$ – перевищення рівня води у нижньому б'єфі над порогом водозливу.

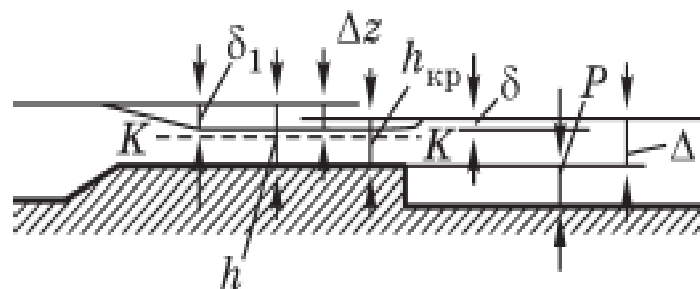


Рисунок 5.18 – Підтоплення водозливів з широким порогом

Водозлив підтоплений, якщо виконується умова:

$$\Delta / H_0 > K_2, \quad (5.15)$$

де K_2 – знаходять за довідковими таблицями залежно від коефіцієнта витрати m .

У цьому випадку в формулу розрахунку коефіцієнта m вводиться коефіцієнт підтоплення σ_n , який визначається за довідковими таблицями в залежності від Δ / H_0 і відносного розширення потоку в нижньому б'єфі:

$$\varepsilon = \frac{b\Delta}{\Omega_{H,B}}, \quad (5.16)$$

де $\Omega_{H,B}$ – площа живого перетину у нижньому б'єфі.

Для попереднього оцінювання приймають, що водозлив з широким порогом підтоплений, якщо:

- при плавному вході на поріг $\Delta / H_0 > 0,75$;
- при неплавному вході на поріг $\Delta / H_0 > 0,85$.

При аналізі умов підтоплення водозливу з широким порогом вводиться поняття перепаду відновлення кінетичної енергії. Перепад відновлення z_v спостерігається при сполученні рівня води на водозлив з рівнем нижнього б'єфу і може досягати значень $0,25 H$.

На основі рівняння Д. Бернуллі швидкість і витрата через не підтоплений водозлив з широким порогом знаходиться так

$$\begin{aligned} V &= \varphi \sqrt{2h(H_0 - h)} = \varphi \sqrt{2h(1 - k)}, \\ Q &= \omega V = bhV = bh\varphi \sqrt{2h(H_0 - h)} = bh\varphi \sqrt{2h(1 - k)}, \end{aligned} \quad (5.17)$$

де b – ширина водозливу;

$\varphi = 1/\alpha + \zeta$ – коефіцієнт швидкості;

h – відносна глибина на порозі водозливі і відносна її величина $k = h/H_0$.

Виходячи з рівняння (5.14) витрата визначається глибиною h на порозі водозливу. Багаторічні дослідження показують, що величина $\varphi = 0,85$ для широкого порогу без округлення, та $\varphi = 0,95$ – для порогу зі округленням. Тоді $m = 0,32$ і $m = 0,35$ відповідно. Дослідження Р. Р. Чугаєва, Д. А. Куміна та інших вчених показали, що на порозі водозливу глибина менше критичної глибини, та дорівнює $h = (0,42-0,6) H_0$. Таким чином отримуємо ті ж значення для коефіцієнта витрати, що і для рівняння (5.14).

5.6 Витрати стічних вод на очисних спорудах

Для вимірювання витрати стічних вод на очисних спорудах використовують водомірні лотки – лотки Паршаля та Вентурі [6].

Водомірний лоток *Паршаля* складається з наступних основних частин: підвідного розтруба, горловини, відвідного розтруба. Зазвичай лоток встановлюють на каналі прямокутного перерізу шириною не менше 40м.

Витрату стічних вод під час вільного витікання визначають за формулою:

$$Q = M \cdot H^n \quad (5.18)$$

де H – глибина води перед лотком у перерізі II-II, який знаходиться на відстані $2/3 l_1$ від горловини, м.

Основне рівняння витрати в м³/год, яка вимірюється за допомогою лотків Вентурі, має вигляд:

$$Q = 0,1941 \cdot C_c \cdot C_v \cdot b \cdot H^{3/2}, \quad (5.18)$$

де b – ширина горловини лотка, м;

H – напір у контрольному створі, м;

C_c – коефіцієнт витрати (0,927–0,988);

C_v – коефіцієнт, який враховує вплив швидкості у підводному каналі (1,002–1,147).

Прикладом застосування водозливів можуть бути великі гідротехнічні споруди, очисні споруди систем водопостачання та водовідведення, наприклад платини, греблі тощо.

Контрольні питання

1. За якої товщини водозливу маємо водозлив з тонкою стінкою, практичного профілю, з широким порогом?
2. Наведіть типи класифікацій водозливів.
3. Запишіть формулу витрати через непідтоплений та підтоплений водозлив з тонкою стінкою.
4. Наведіть формулу Базена для визначення коефіцієнта витрати.
5. Наведіть типи водозливів практичного профілю.
6. Наведіть різні формули визначення величини витрати через лоток Паршаля і лоток Вентурі.

Тема 6 Сполучення б'єфів

6.1 Загальні поняття про сполучення б'єфів

Питання сполучення б'єфів складають один з основних розділів інженерної гідравліки. Цей розділ пов'язаний з дослідженням потоку за тією або іншою гідротехнічною спорудою: водозливною греблею, перепадом.

У практиці часто сполучують два б'єфи (водойми) за допомогою каналу. На такому каналі у загальному випадку виділяють дві ділянки:

- перша ділянка довжиною, у межах якої вільна поверхня потоку падає на величину вхідного перепаду $Z_{вх}$, яка виникає через перехід потенційної енергії верхнього б'єфу у кінетичну енергію води, а на вході швидкість води різко підвищується. З гідравлічної точки зору ця ділянка є водозливом, для якої характерна наявність місцевої втрати опору;

- друга ділянка довжиною, у межах якої вільна поверхня водотоку падає на величину Z , є каналом. Для цієї ділянки характерний рівномірний або нерівномірно плавно змінний рух води та враховуються лише втрати за довжиною

Таким чином, із проходженням води через гідротехнічні споруди різко змінюється величина потенційної енергії потоку, вона переходить у кінетичну енергію, швидкість потоку різко збільшується, стан його стає бурхливим.

Якщо канал перекритий перегороджуючою спорудою (платина, розливна стінка, затвор тощо), то рівень води перед спорудою (верхній б'єф) підвищується до відмітки, яка залежить від висоти перегороджуючої споруди і схеми скиду води через нього. Рівень води у нижньому б'єфі визначається гідравлічними параметрами каналу і станом потоку. Сполучення потоку верхнього і нижнього б'єфів відбувається за допомогою гідравлічного стрибка (*стрибкова форма*), при бурхливому стані потоку в нижньому б'єфі – сполучення б'єфів відбувається без стрибка (*безстрибкова форма*).

Виділяють три режими сполучення б'єфів: донний режим, де найбільші швидкості на вертикалі спостерігаються поблизу дна нижнього б'єфу, поверхневий режим – поблизу вільної поверхні нижнього б'єфу та змішаний режим (поверхнево-донний) – проміжний між двома першими.

Глибині в стисненому перерізі h'_c відповідає друга сполучена глибина h''_c при якій стрибкові функції однакові:

$$\theta(h'_c) = \theta(h''_c). \quad (6.1)$$

Глибина h_c'' зможе дорівнювати, бути більшою або меншою глибини t :

1) $h_c'' > t$ – стрибова функція $\theta(h_c) > \theta(t)$ – стрибок устанавлюється безпосередньо в стисненій глибині h_c спряження б'єфів з *насунутим* стрибком (рис. 6.1, а). Більші швидкості в нижньому б'єфі на ділянці відгону від глибини h_c до h'_c становлять небезпеку розмиву русла.

2) $h_c'' = t$ – стрибокові функції рівні $\theta(h'_c) = \theta(h_c'') = \theta(t)$, а питома енергія перерізу при глибині h'_c більше питомої енергії при глибині t , що викликає відгін стрибка в напрямку руху потоку – спряження б'єфів з *відігнаним стрибком*. Таке положення гідравлічного стрибка *критичне* (рис. 6.1, б);

3) $h_c'' < t$ – $\theta(h_c) = \theta(h'_c) < \theta(t)$, а питома енергія при глибині h'_c буде меншою питомої енергії перерізу при глибині t . Гідравлічний стрибок *насувається* на стиснений переріз потоку за спорудою і затопить її переріз – спряження б'єфів відбувається з *затопленим* гідравлічним стрибком (рис. 6.1, в).

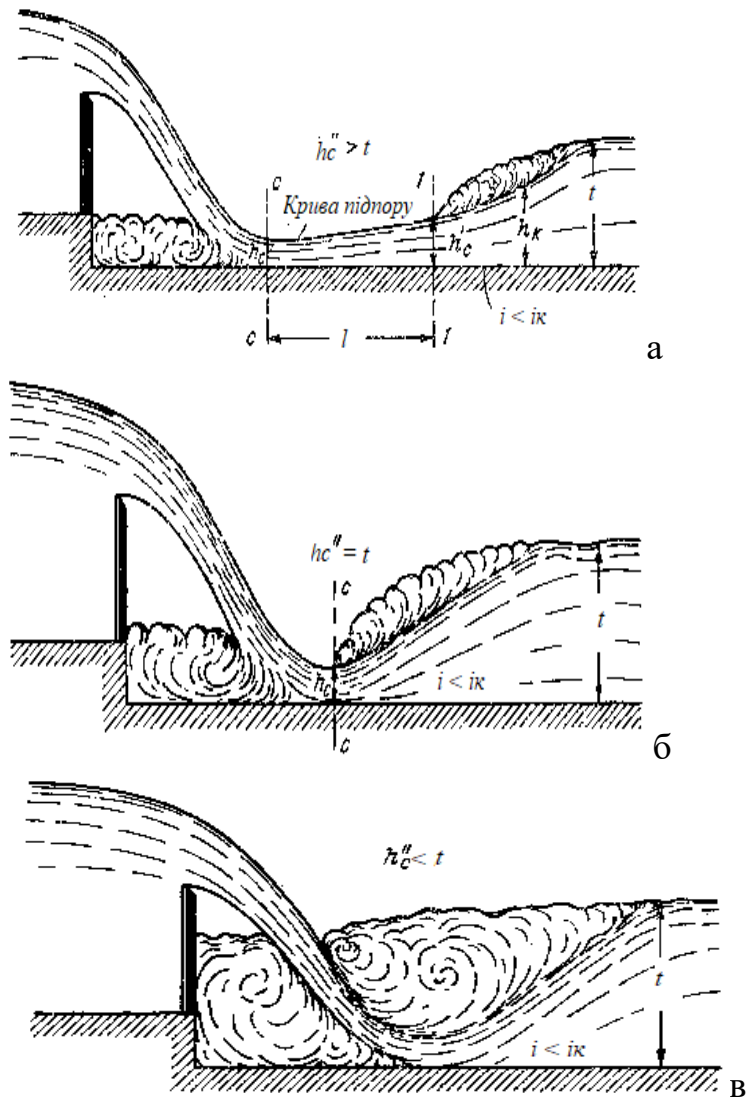


Рисунок 6.1 – Форми сполучення б'єфів:

а – насунутий; б – відігнаний; в – затоплений гідравлічний стрибок

Несприятливою з гідротехнічної точки зору є перша форма спряження. Дійсно, в межах кривої підпору С-1 потік, який знаходиться у бурхливому стані, має великі швидкості і, отже, на цій ділянці, довжина якої іноді може бути вельми значною, потрібне міцне кріплення русла.

При третій формі швидкості течії значно менші, хоча вони безпосередньо за водозливом все ж перевищують побутові швидкості, але на порівняно короткій ділянці.

Друга форма за своїми перевагами та недоліками займає проміжне положення.

При проєктуванні водозливу виникає необхідність вирішення питань:

- 1) якою буде форма сполучення б'єфів;
- 2) як закріпити русло в нижньому б'єфі споруди.

Загальний хід розрахунків для визначення форми сполучення б'єфів полягає у перевірці, чи дійсно пристрій кріплення нижнього б'єфа є витратоміром. Як правило, це кріплення складається з двох частин:

- *водобою* – жорсткого покриття русла безпосередньо за водозливною стінкою, яке виконується з того ж матеріалу (бетону), з якого робиться несуча конструкція споруди;

- *рисберми* – гнучкого покриття, розташованого за водобоем, складається з кам'яного накиду або інших засобів, які захищають русло від розмиву (фашин, габіонів тощо).

Спеціальні споруди, які будуються у нижньому б'єфі гасіння енергії називають *гасителями енергії*. Виділяють такі гасителі енергії:

- водобійний колодязь (штучне збільшення глибини нижнього б'єфу за рахунок опускання дна русла за підпірною спорудою на величину d – глибину водобійного колодязя);

- водобійна стінка (глибина у нижньому б'єфі штучно збільшується за рахунок встановлення водобійної стінки);

- водобійний колодязь комбінованого типу;

- спеціальні гасники енергії (на шляху потоку будують перепони, які примушують його деформуватися – інтенсивне розсіювання енергії), наприклад, пірси або шашки, які встановлюються на поверхні дна нижнього б'єфу. Вони не піддаються гідравлічному розрахунку, а визначаються дослідним шляхом на моделях, і перераховуються на натуру.

6.2 Задачі про сполучення б'єфів

Для вирішення задач про сполучення б'єфів використовуємо рівняння Бернуллі.

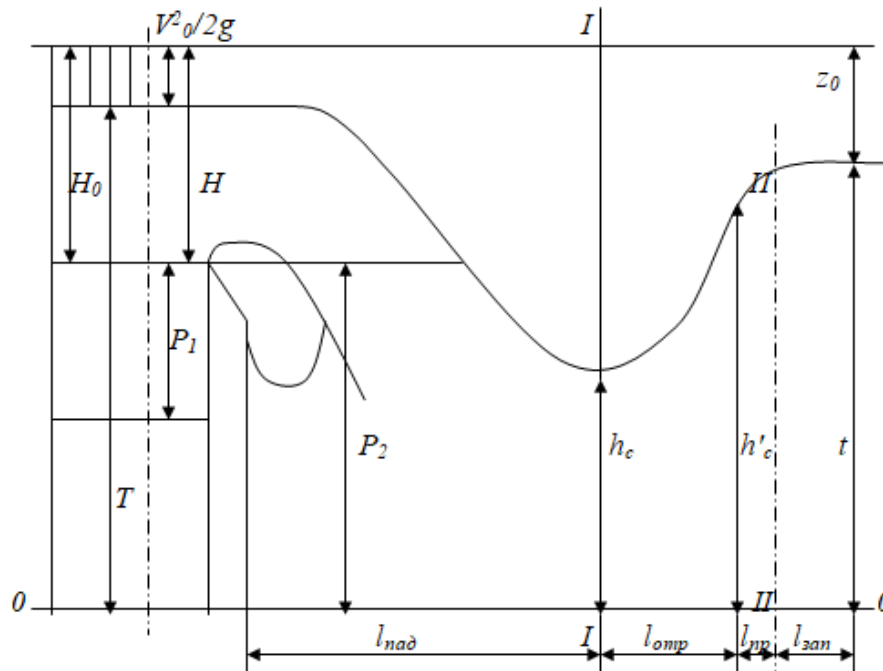


Рисунок 6.2 – Схема сполучення б'єфів при проходженні потоку рідини через гідротехнічні споруди

p_1 – висота водозливу з боку верхнього б'єфа;

p_2 – висота водозливу з боку нижнього б'єфа;

H – напір над ребром водозливу;

V_0 – швидкість у верхньому б'єфі (швидкість підходу);

$H_0 = H + V_0^2/2g$ – напір над ребром водозливу з урахуванням швидкісного напору;

h_c – найменша глибина води за водозливом, тобто глибина в стисненому перерізі;

t – глибина води в нижньому б'єфі;

h'_c – глибина в місці утворення відігнутого гідравлічного стрибка;

T – питома потенційна енергія верхнього б'єфа відносно площини, проведеної через позначку дна нижнього б'єфа;

T_0 – питома енергія верхнього б'єфа відносно площини, проведеної через відмітки дна нижнього б'єфа, визначається так:

$$T_0 = p + H_0 = p + H + \frac{V^2}{2g}. \quad (6.2)$$

Рівняння Бернуллі для перерізів 0–0 і 1–1 виглядає так:

$$T_0 = p + h_c + \frac{V_c^2}{2g} + h_w, \quad (6.3)$$

де V_c – швидкість потоку в стисненому перерізі;

h_w – втрата напору на ділянці 0–0 і 1–1 дорівнює $\Sigma \xi V_c^2 / 2g$.

Замінивши h_w на $\Sigma \xi V_c^2 / 2g$, винесемо за дужки множник у другого й третього членів рівняння (6.3), а потім помножимо чисельник і знаменник його на w_c тоді рівняння (6.3) набуде вигляду:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{2g\omega_c^2} (\alpha + \Sigma \xi), \quad (6.4)$$

де $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma \xi}}$ – коефіцієнт швидкості.

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2g\omega_c^2}. \quad (6.5)$$

Якщо русло трапецієподібне:

$$\omega_c = (b_c + m_c h_c) h_c, \quad (6.6)$$

де b_c – ширина русла по дну в стисненому перерізі;

m_c – величина закладення відкосів у стисненому перерізі, тоді рівняння (6.5) виглядатиме так:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2g(b_c + m_c h_c)^2 h_c^2}. \quad (6.7)$$

Якщо русло прямокутне, обчислення величини глибини в стисненому перерізі за спорудою h_c значно спрощується. Для прямокутного перерізу $\omega_c = b$

h_c . Тоді $T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2g(b \cdot h_c)^2}$,

$$\begin{aligned} Q/b = q, \text{ то } T_0 &= h_c + q^2 / 2g h_c. \\ \text{але } q^2 / 2g &= h_k; \text{ отже, } T_0 = h_c + h_k / h_c, \\ (T_0 - h_c) h_c &= h_k. \end{aligned} \quad (6.8)$$

На рисунку 6.2 показане положення початку стрибка від водозливної стінки, обумовлене довжиною падіння струменя $l_{пад}$ і довжиною відгону стрибка $l_{відг}$.

Довжина падіння струменя залежить від виду споруди, напор у верхньому б'єфі й висоти падіння p .

На рисунку 6.3 подано витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою.

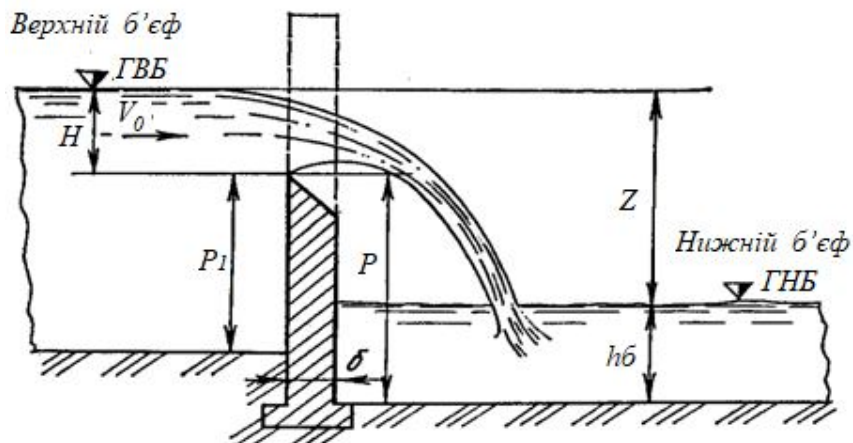


Рисунок 6.3 – Витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою

Падіння струменя відбувається за законом параболи. Початок координат розміщено в центрі стисненого перерізу за водозливною стінкою завглибшки h : $x = Vt$; $y = qt / 2$. Виключивши час t : $x = V 2y / q$.

При прямокутному перерізі водозливу: $V = q / h$; $x = q/h 2y/q$.

Замість y запишемо, $\frac{p+h}{2}$, а замість $x - l_{nad}$:

$$l_{nad} = \frac{q}{h} \cdot \frac{2(p+h)}{2q}. \quad (6.9)$$

Питома витрата через вільний водозлив визначається ($q = m 2gH_0$, де m – коефіцієнт витрати), тоді:

$$l_{nad} = \frac{2mH_0}{h} \cdot (p+h). \quad (6.10)$$

Уточнимо величину l_{nad} при водозливних стінках різного профілю.

1. Водозлив з тонкою стінкою. На підставі дослідних даних: $l_{nad} = 0,11 H_0$ та $h = 0,67 H_0$, при $m = 0,42$:

$$l_{nad} = 1,25 H_0 (p + 0,45) H_0. \quad (6.11)$$

2. Водозлив практичного профілю криволінійного обрису $l_{nad} = 0$.

3. Водозлив практичного профілю трапецієподібного обрису:

$$l_{nad} = 1,33 H_0 (p + 0,3H_0). \quad (6.12)$$

4. Водозлив із широким порогом – $m = 0,385$; $h = 0,47 H_0$,

$$l_{nad} = 1,64 H_0(p+0,24H_0). \quad (6.13)$$

Довжина кріплення русла в нижньому б'єфі:

$$l_k = l_{nad} + l_{vidz} + l_{cmp} + l_{zan}. \quad (6.14)$$

де l_{nad} – довжина падіння, визначається за формулами (6.9) – (6.12);

l_{vidz} – довжина відгону стрибка: $l_{vidz} = h_0 / i_0 - (1 - j)$;

l_{cmp} – довжина стрибка: $l_{cmp} = h (Fr - 1)$;

l_{zan} – довжина кріплення в запас: $l_{zan} = (2-3) t$.

6.3 Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя

У результаті гідравлічних розрахунків потрібно визначити глибину колодязя d та його довжину l_k (рис. 6.4).

Глибину водобійного колодязя можна визначити кількома способами:

1. Припускають, що вихід з водобійного колодязя працює як затоплений водозлив з широким порогом (рис. 6.4, а).

Виходячи з того, що колодязь повинен утворити глибину води для затоплення стрибка, згідно зі схемою рис. 8.7, а глибину колодязя можна визначити за формулою:

$$d = \sigma_3 h_2 - h_H - z, \quad (6.15)$$

де $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_2 – друга спряжена глибина стрибка при розрахунковій витраті Q_p ;

h_H – глибина води в нижньому б'єфі при витраті Q_p ;

Z – гідравлічний перепад, для визначення якого використовують формулу пропускної здатності водозливу з широким порогом, тобто

$$z_0 = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_p}{\varphi_n B_K h_n} \right)^2, \quad z = z_0 - \frac{\alpha Q_p^2}{2g(\sigma_3 h_2 B_K)^2}, \quad (6.16)$$

де $\varphi_n = 0,98 \dots 0,99$ – коефіцієнт швидкості;

B_K – ширина водобійного колодязя в площині вертикального уступу.

Зазвичай третього наближення не виконують;

2. Для визначення глибини колодязя, яка утворює присунутий до перерізу С-С гідравлічний стрибок, складемо рівняння зміни кількості руху в потоці між перерізами з глибинами h_C і h_H в проекціях на горизонтальну вісь:

$$\alpha_0 \rho Q (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 - R, \quad (6.18)$$

де R – реакція водобійного уступу, висота якого дорівнює d_0 (рис. 6.4, б);

P_1, P_2 – сили гідродинамічного тиску в перерізах 1-1, 2-2. Припустимо, що P_1 і P_2 можна визначити за законами гідростатики, тобто

$$P_1 = \rho g y_{c1} \omega_1 = \rho g \frac{h_C}{2} h_C B = \rho g \frac{h_C^2}{2} B; \quad (6.19)$$

$$P_2 = \rho g y_{c2} \omega_2 = \rho g \frac{h_H}{2} h_H B = \rho g \frac{h_H^2}{2} B, \quad (6.20)$$

де B – ширина колодязя.

Підставимо значення P_1 і P_2 із (6.19)–(6.20) в рівняння (6.18) і розділимо всі члени рівняння на $\rho g B$. Тоді одержуємо

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g B^2} \left(\frac{1}{h_H} - \frac{1}{h_C} \right) = \frac{h_C^2}{2} - \frac{h_H^2}{2} - \frac{R}{\gamma}, \quad (6.21)$$

де γ – питома вага рідини.

Припустимо, що корегуючий коефіцієнт кількості руху α_0 дорівнює корегуючому коефіцієнту кінетичної енергії α . Тоді вираз $\alpha_0 Q^2 / (g B^2) = h_K^3$, де h_K – критична глибина в прямокутному руслі.

Рівняння (6.21) пишемо в такому вигляді:

$$\frac{h_K^3}{h_C} + \frac{h_C^2}{2} = \frac{h_K^3}{h_H} + \frac{h_H^2}{2} + \frac{R}{\gamma}. \quad (6.22)$$

Рівняння (6.22) – це рівняння підпертого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі.

Якщо довжина колодязя $l_K \geq l_C$ (де l_C – довжина вільного досконалого стрибка), то реакцію R можна визначити за гідростатичним законом.

Тоді, приймаючи, що перед уступом d_0 глибина води $h = h_2$, одержимо:

$$R = \gamma \cdot h_{\text{цв}} \cdot \omega_v = \gamma \left(h_2 - \frac{d_0}{2} \right) d_0, \quad (6.23)$$

де $h_{\text{цв}}$ – глибина занурення геометричного центру площі перерізу з глибиною h_2 .

Підставляючи значення R із (6.23) в рівняння (6.22), одержимо

$$d_0 = h_2 - \sqrt{h_2^2 - A}, \quad (6.24)$$

де параметр A дорівнює:

$$A = (h_H - h_C) \cdot \left(\frac{2h_K^3}{h_C \cdot h_H} - h_H - h_C \right). \quad (6.25)$$

Якщо довжина стрибка $l_K < l_C$, то реакція водобійного виступу R відрізняється від тієї, що обчислена за формулою (6.23). Для визначення реакції колодязя R використовують експериментальні залежності та графіки.

Для утворення затопленого стрибка глибину d_0 потрібно збільшити. З урахуванням затоплення стрибка глибину колодязя пропонують такою:

$$d = \sigma_3 d_0 + (\sigma_3 - 1) \cdot h_H, \quad (6.26)$$

де $\sigma_3 = 1,05 \div 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_H – глибина води в нижньому б'єфі при розрахунковій витраті Q_p .

Якщо глибину колодязя визначати за формулами (6.15) і (6.25), то довжину колодязя можна призначати в межах:

$$l_K = \beta l_C = (0,8 \div 1,0) l_C. \quad (6.26)$$

Контрольні питання

1. Назвіть основні режими і форми сполучення б'єфів. Чим вони відрізняються одна від одної?
2. Які типи стрибкового сполучення ви знаєте?
3. Наведіть схему сполучення б'єфів при проходженні потоку рідини через гідротехнічні споруди, дайте пояснення до неї.
4. Наведіть схему витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою? У чому полягає розрахунок довжини кріплення русла у нижньому б'єфі?
5. Як відбувається гідравлічний розрахунок водобійного колодязя?

Тема 7 Гідравлічний стрибок

7.1 Основні поняття та визначення

Гідравлічним стрибком називається різке зростання глибини потоку з переходом від бурхливого до спокійного стану на відносно невеликій довжині русла. Це явище різкого, стрибкоподібного підвищення рівня води у відкритому руслі при переході потоку від бурхливого стану в спокійне.

Перехід цей здійснюється у зв'язку зі зміною умов руху. Зазвичай гідравлічний стрибок виникає при протіканні води через піднесення на дні русла, при витіканні з-під щита або перетікання через водозлив або інші споруди.

До стрибка глибина $h' < h_k$ (h_k – критична глибина), а в кінці стрибка глибина потоку $h'' > h_k$ (рис. 7.1).

Експериментальними дослідженнями виявлено, що в гідравлічному стрибку можна виділити 2 зони (рис. 7.1): основна струмина і поверхневий вихор (водоворот). Лінія розмежування цих двох частин – це усереднена у часі лінія, яка умовно відмежовує основний потік з витратою Q від поверхневого водовороту.

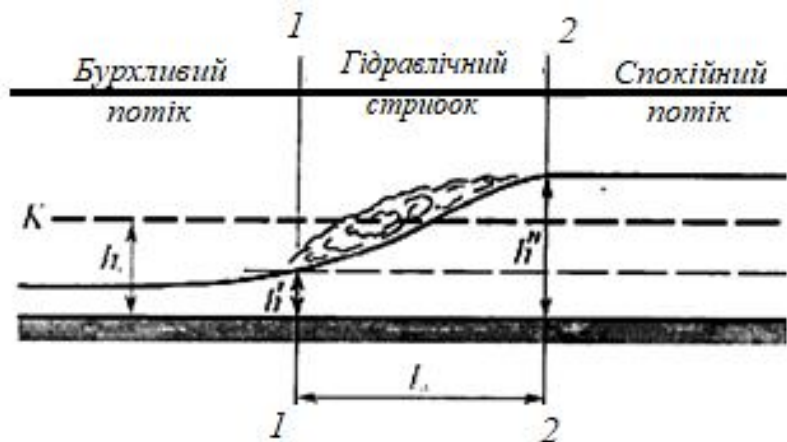


Рисунок 7.1 – Схема гідравлічного стрибка і післястрибкової ділянки

Між поверхневим водоворотом і транзитним основним потоком здійснюється постійний обмін масами рідини, що є причиною підвищеної турбулізації потоку, утворення додаткових турбулентних напружень, які спричиняють інтенсивні втрати механічної енергії основного потоку.

Гідравлічний стрибок має важливе практичне значення і використовується для гасіння кінетичної енергії відкритих каналів, підняття рівня вод в каналах, перемішування хімікатів, які використовуються для очищення рідини, для аерації вод, для видалення повітряних «кишень» з напірних ліній тощо.

При вивченні гідравлічного стрибка будемо користуватися наступними позначеннями (рис. 7.1):

– h' , h'' – спряжені глибини стрибка або глибини до і після гідравлічного стрибка, де h' – перша спряжена глибина (глибина, з якою стрибок починається) $h' < h_k$ та h'' – друга спряжена глибина (глибина в кінці стрибка) $h'' > h_k$, тобто $h' < h_k < h''$;

– різниця $a = h'' - h'$ – називається висотою стрибка;

– горизонтальна проекція поверхневого водовороту, що знаходиться між перерізами 1–1 і 2–2 l_c – називається довжиною стрибка.

Форма або вид гідравлічного стрибка встановлюється залежно від співвідношення величин спряжених (взаємних) глибин h'' і h' . Виділяють такі форми гідравлічного стрибка:

– *хвилястий гідравлічний стрибок* (стрибок-хвиля) для якого характерно ряд згасаючих хвиль, немає поверхневого вальцу, та характеризується гладкою вільною поверхнею;

– *досконалий гідравлічний стрибок* описується руйнуванням першої хвилі, аерацією потоку та явно виражений поверхневий валець зі зворотнім напрямком швидкості у вільній поверхні рідини.

У руслах прямокутного перетину форма гідравлічного стрибка визначається залежно від співвідношення:

– $\left(\frac{h_k}{h'}\right)^3 > 3$ – досконалий гідравлічний стрибок;

– $\left(\frac{h_k}{h'}\right)^3 < 3$ – хвилястий гідравлічний стрибок.

У практичних розрахунках зазвичай форма стрибка визначається як:

– $h'' > 2 h'$ – досконалий гідравлічний стрибок;

– $h'' < 2 h'$ – хвилястий гідравлічний стрибок (стрибок-хвиля).

Основне завдання при розрахунку гідравлічного стрибка зводиться до вирішення наступних основних задач:

– визначення спряжених глибин h' і h'' ;

– довжини гідравлічного стрибка l_c ;

– супроводжуючих гідравлічний стрибок втрат енергії h_w .

Довжина трансформації епюр швидкостей називається ділянкою спряження б'єфі, яка загалом виглядає так:

$$L_{дсб} = l_c + l_{пст} = l_c + (10 \div 30)h_n, \quad (7.1)$$

де l_c – довжина гідравлічного стрибка;

$l_{пст}$ – довжина післястрибкової ділянки;

h_n – глибина потоку в нижньому б'єфі.

7.2 Рівняння стрибкової функції

Спряжені глибини досконалого гідравлічного стрибка в призматичних руслах з довільною формою поперечного перерізу при малому ухилі дна водотоку визначаються з основного рівняння гідравлічного стрибка або допомогою графіка стрибкової функції (рис. 7.2).

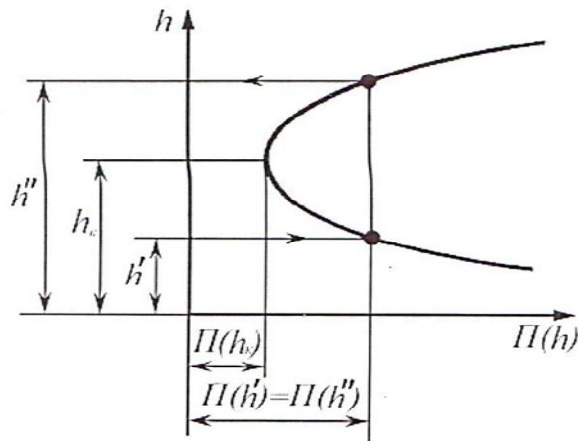


Рисунок 7.2 – Схема графіка стрибкової функції

При цьому зберігається рівність стрибкових функцій $\Pi(h)$:

$$\Pi(h') = \Pi(h''). \quad (7.2)$$

Стрибкова функція визначається за формулою:

$$\Pi(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega, \quad (7.3)$$

де α_0 – коефіцієнт кількості руху потоку, в середньому $\alpha_0 = 1,03$ (при практичних розрахунках звичайно приймають $\alpha_0 = 1$);

ω – площа живого перерізу потоку з глибиною h ;

y – глибина занурення центра ваги відповідного перерізу під вільною поверхнею рідини, тобто геометричного центру площі ω .

Для русел трапецієподібного поперечного перерізу глибина занурення центра ваги

$$y = \frac{h}{6} \frac{3b + 2mh}{b + mh}, \quad (7.4)$$

а для русел прямокутного поперечного перерізу використовують

$$\omega = bh; \quad y = \frac{h}{2}. \quad (7.5)$$

Якщо невідома друга спряжена глибина h_2 , то розрахунок виконують таким чином. Визначають критичну глибину h_k . Обчислюють значення стріркової функції за формулою:

$$\Pi(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_{c1} \cdot \omega_1. \quad (7.6)$$

Задаються глибинами $h > h_k$, обчислюють за рівнянням (7.2) значення функції $\Pi(h)$ і будують графік (рис. 7.3, а), з якого визначають глибину h_2 .

У разі, коли невідомою є перша спряжена глибина h_1 , то хід розрахунків такий: визначають критичну глибину h_k ; обчислюють значення стріркової функції $\Pi(h_2) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_{c2} \cdot \omega_2$. Задаються глибинами $h < h_k$ і обчислюють значення функції $\Pi(h)$; будують графік $\Pi(h) = f(h)$ (рис. 7.3, б), за допомогою якого визначають невідому глибину стрибка h_1 .

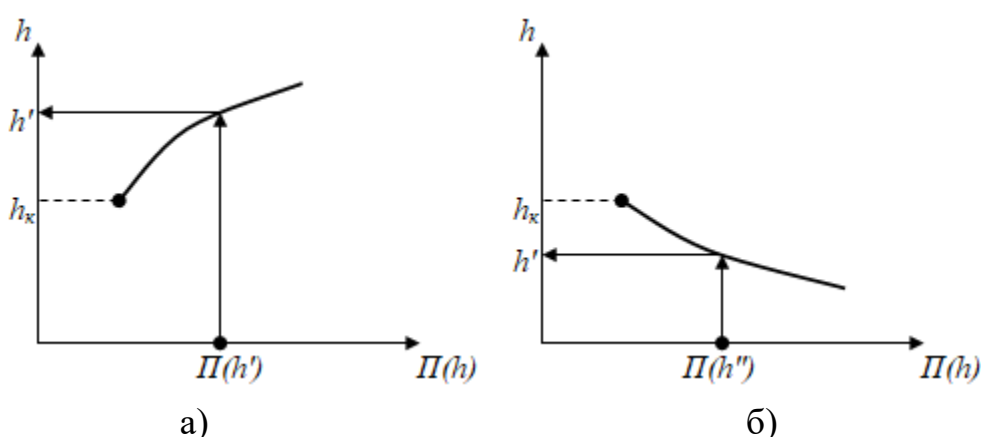


Рисунок 7.3 – Графік для визначення спряжених глибин стрибка

Залежності для визначення спряжених глибин стрибка в прямокутному руслі можна отримати безпосередньо з рівняння

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_{c1} \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_{c2} \cdot \omega_2. \quad (7.7)$$

Тоді, враховуючи зазначене вище рівняння, формула буде такою:

$$\frac{\alpha Q^2}{g b h_1} + b \cdot \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha Q^2}{g b h_2} + b \cdot \frac{h_2^2}{2}. \quad (7.8)$$

Розділимо всі члени рівняння (2.56) на ширину b :

$$\frac{\alpha Q^2}{gb^2 h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha Q^2}{gb^2 h_2} + \frac{h_2^2}{2} \quad (7.9)$$

або

$$\frac{h_K^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{h_K^3}{h_2} + \frac{h_2^2}{2}. \quad (7.10)$$

Рівняння (7.6) – це рівняння досконалого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі з постійною шириною b . З рівняння (7.6) одержуємо:

$$h'' = 0,5h' \left[\sqrt{1 + \left(\frac{h_K}{0,5h'} \right)^3} - 1 \right], \quad (7.11)$$

$$h' = 0,5h'' \left[\sqrt{1 + \left(\frac{h_K}{0,5h''} \right)^3} - 1 \right]. \quad (7.12)$$

У рівняннях (7.11) – (7.12) h_K – критична глибина, яка визначається за формулою $h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$.

7.3 Довжина гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвилястого стрибка. Втрати енергії в стрибку

Руйнівна здатність потоку на ділянці гідравлічного стрибка значно більша, ніж спокійного потоку при рівномірному та нерівномірному русі. Тому визначення довжини гідравлічного стрибка має важливе практичне значення.

Приймаємо, що довжина досконалого гідравлічного стрибка – це горизонтальна проекція поверхневого водовороту (рис. 7.1).

Довжину досконалого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі при $b = \text{const}$ та ухилі дна $i = 0$ можна визначити за формулами

– М. Д. Чертоусова:

$$l_{II} = 10,3h' \left[\sqrt{\left(\frac{h_K}{h'} \right)^3} - 1 \right]^{0,81} \quad \text{або} \quad l_C = 10,3h_1 (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}, \quad (7.13)$$

– М. М. Павловського (якщо $3 < \sqrt{P_{K1}} < 10$):

$$l_{II} = 2,5(1,9h'' - h'), \quad (7.14)$$

– С. К. Кузнєцова:

$$l_c = 16,7(h_K - h'), \quad (7.15)$$

– О. М. Айвазяна:

$$l_c = \frac{8 \cdot (10 + \sqrt{Fr'})}{Fr'} \cdot \frac{(h'' - h')^3}{4h' \cdot h'}, \quad (7.16)$$

де h', h'' – перша та друга спряжені глибини стрибка;

Fr' – число Фруда в перерізі до стрибка, якщо швидкість $V_1 = Q/\omega_1 = Q/(b \cdot h')$, що обчислене за формулою:

$$Fr' \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{gh'} \succ 3 \quad (7.17)$$

або

$$Fr' = \frac{Q}{g(\omega')^2 h'}. \quad (7.18)$$

Довжину гідравлічного стрибка в прямокутному руслі, що розширюється, можна визначити за формулою О. Ф. Васильєва:

$$l_{cp} = \frac{l_c}{\left[1 + 0,052 \left(\frac{l_c}{r}\right)\right]}, \quad (7.19)$$

де l_c – довжина стрибка в прямокутному руслі, яку можна обчислити за формулою (6.11) або (6.12) якщо

$$Fr_1 = \frac{\alpha}{gh_1^3} \left(\frac{Q}{\beta \cdot r} \right)^2, \quad (7.20)$$

де $r = b_1 / \left[2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \right];$

b_1 – ширина дна при глибині h_1 ;

$\beta = \beta^0 / 57,3$ – кут розширення, рад. При кутах розширення $\beta < 15^0$

отримаємо $\beta r \approx b_1$.

Тоді

$$Fr_1 = \frac{Q^2}{gb_1^2 h_1^3} = \left(\frac{h_{K1}}{h_1} \right)^3. \quad (7.21)$$

Довжину стрибка в трапецеїдальному руслі з постійною шириною дна можна визначити за формулою С. Мейєрова:

$$l_{\text{пт}} = l_c \left(1 + 1,76 \frac{m(h_2 - h_1)}{\chi_1} \right), \quad l_{\text{п}} = 10,3h'(\sqrt{Fr'} - 1)^{0,81} \left[1 + 1,76 \frac{m(h'' - h')}{\chi'} \right] \quad (7.22)$$

де l_c – довжина стрибка в прямокутному руслі, яку можна обчислити за формулою (8.10);

χ_1 – змочений периметр в перерізі з глибиною h_1 ;

m – коефіцієнт закладання відкосів каналу.

Довжину стрибка в руслах з ухилом дна $i > i_k$ наближено можна визначити за формулою:

$$l_{ct} = l_c(1 + k \cdot i), \quad (7.23)$$

де l_c – довжина стрибка при $i = 0$;

k – коефіцієнт збільшення довжини стрибка при $i > 0$. За даними Г. М. Косяковим, $k = 3$, а за даними Г. К. Ілчева, $k = 3,75$.

Глибини під гребенем першої хвилі в прямокутному руслі при $b = \text{const}$ наближено можна визначити за формулою С. К. Кузнєцова:

$$l_{cx} = 13,4(h_k - h_1). \quad (7.24)$$

Якщо число $Fr_1 = (1,5 \div 3)$, то найбільшу глибину хвилястого стрибка h_{XB} можна визначити за формулою М. С. Краснітського:

$$h_{XB} = h_1 [1 + 0,72(Fr_1 - 1)]. \quad (7.25)$$

Співвідношення між спряженими глибинами хвилястого стрибка $\eta_2 = h_2/h_1$ за дослідженнями О.А. Рябенка можна визначити за формулою:

$$\eta_2 = \frac{1}{3} \left[2\beta_1 + Fr_1 - \sqrt{(2\beta_1 + Fr_1)^2 - 3(2\beta_1 + Fr_1 - 1)} \right], \quad (7.26)$$

де β_1 – коефіцієнт, що враховує кривизну елементарних струминок в перерізі з першою спряженою глибиною h_1 хвилястого стрибка.

За дослідженнями О. А. Рябенка при числах $Fr_1 > 2$ можна вважати, що $\beta_1 = 1$, а при $Fr_1 = (1,1 \div 1,5) - \beta_{1\max} = 1,045$. У разі, якщо $\beta_1 = 1$, то

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{1}{3} h_1 (1 + Fr_1) \\ h_{XB} &= h_1 \cdot Fr_1 \end{aligned} \right\}. \quad (7.27)$$

Втрати енергії в стрибку (втрачений напір), які супроводжують гідравлічний стрибок визначають за формулами:

– для русел прямокутного поперечного перерізу:

$$h_\omega = \frac{(h'' - h')^3}{4 \cdot h' \cdot h''}, \quad (7.28)$$

– для русел трапецієподібного поперечного перерізу:

$$h_\omega = \left[h' + \frac{(V')^2}{2g} \right] - \left[h'' + \frac{(V'')^2}{2g} \right], \quad (7.29)$$

де V', V'' – середні в перетин швидкості, відповідні глибин до і після стрибка.

Висота хвилястого гідравлічного стрибка (висота першої хвилі) в руслі прямокутного поперечного перерізу при малому ухилі наближено визначається за формулою М. С. Краснітьського:

$$a = 0,72 h' \left[\frac{(h_K)^3}{h'} - 1 \right], \quad (7.30)$$

де h' – глибина потоку на початку стрибка (менша з сполучених глибин).

Контрольні питання

1. Запишіть умови утворення відігнутого, затопленого гідравлічного стрибка.
2. Наведіть формули визначення довжини гідравлічного стрибка.
3. Наведіть формули, наведіть схему утворення гідравлічного стрибка.
4. Наведіть формулу стрибкової функції.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3 РУХ ҐРУНТОВИХ ВОД

Тема 8 Види фільтрації. Основний закон фільтрації

Фільтрація води або рух ґрунтових вод набули широкого застосування та мають практичне значення у спорудах водопостачання і водовідведення, меліорації та гідротехнічному будівництві, а саме: підземні й інфільтраційні водозабори, піщані фільтри, фільтрація при зниженні рівня ґрунтових вод під основою споруд (підвищення його несучої здатності – механіка ґрунтів) тощо.

8.1 Види фільтрації

Водопроникний ґрунт складається з окремих частинок (піщинок), між якими є пори. Загальний об'єм пор складає часто 35–40 % від об'єму усього ґрунту. Тобто явище руху води у цих порах називається **фільтрацією** (рух ґрунтових вод).

Фільтрація – рух рідини або газу через пористе середовище (шар кускових або зернистих матеріалів).

За класифікацією А. Ф. Лебедева вода в ґрунтах може знаходитися у різних станах:

- *пароподібна волога* (водяна пара і гігроскопічна вода, адсорбція частинками ґрунту водяної пари);
- *плівкова вода* навколо частинок ґрунту (її поведінку визначають молекулярні сили);
- *капілярна вода* в зоні неповного насичення ґрунту (просочується під дією сил тяжіння і капілярних сил);
- *гравітаційна або ґрунтова вода* в зоні повного насичення (рухається під дією сил тяжіння і капілярних сил на вільній поверхні). Далі розглядається рух тільки останнього виду води.

Таким чином, міжмолекулярні та інші зв'язки для пароподібної і капілярної води перешкоджають їхньому руху під дією сили тяжіння. Тільки гравітаційні води, що називають ґрунтовими, переміщуються під дією сил тяжіння.

Вода у пори ґрунту може потрапляти різним чином. Наприклад, випадаючи на поверхню землі у вигляді дощу, потім вона просочується у ґрунт. На деякій глибині така вода може бути затримана шаром водонепроникного ґрунту (щільною глиною, скалою тощо); при цьому вода далі буде рухатися по поверхні *водонепроникного шару*.

Водонепроникний шар (водоупор) утворює русло потоку ґрунтової води. Ґрунтова вода під дією сили тяжіння доходить до водоупору і може утворювати потік ґрунтових вод або фільтраційний потік (рис. 8.1).

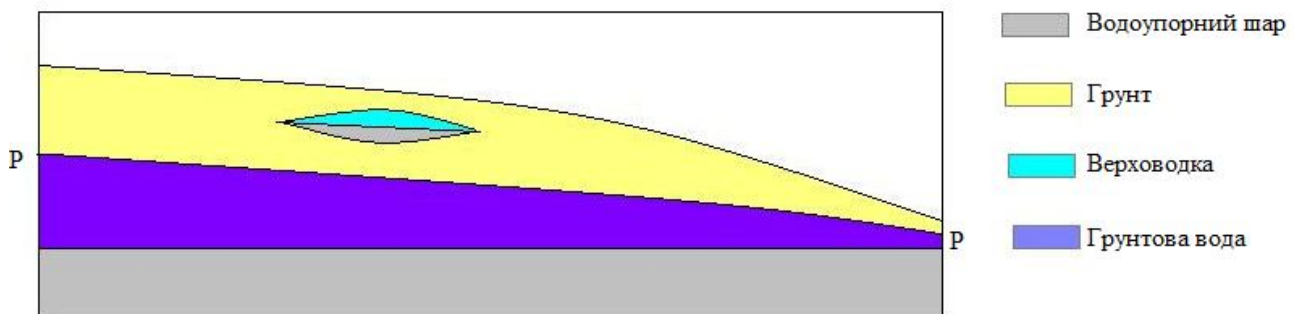


Рисунок 8.1 – Схема руху ґрунтової води

У такому руслі рухається ґрунтова вода, де спостерігається фільтраційний потік з вільною поверхнею, у кожній точці якого є атмосферний тиск. Такі потоки називають *безнапірними* (це ґрунтових вод відбувається з вільною поверхнею, на якій тиск дорівнює атмосферному).

Рух ґрунтової води у пісках і водопроникних глинистих ґрунтах є *ламінарним*.

Турбулентний рух ґрунтової води може спостерігатися тільки у крупнозернистих ґрунтах (наприклад, у гравії, гальці тощо), а також у випадку камінного накидання, тріщинуватої скали тощо.

Якщо відбувається рух ґрунтових вод у повністю заповненому водоносному шарі, зверху й знизу обмеженому водонапірними шарами, і всі пори заповнені водою, тобто п'єзометрична лінія розташована вище верху водоносного шару, рух – *напірний*.

Вільна поверхня називається депресійною поверхнею, а лінія перетину поверхні з вертикальною площиною – кривою депресії (рис. 8.1, лінія *P–P*).

Іноді ґрунтова вода, рухаючись, не заповнює усі пори ґрунту, тому у більшій частині яких є повітря при у атмосферному тиску. Це явище називають *інфільтрацією* (просочуванням).

Під поруватими матеріалами розуміють тверді тіла, що містять у доволі великій кількості порожнечі, характерний розмір яких малий у порівнянні з характерними розмірами тіла (або простору, зайнятого поруватим середовищем). Порожнечі в ґрунтах розділяються на *пори, тріщини й каверни*.

Фільтруючі властивості ґрунтів залежать від складу й характеристик ґрунтів.

Поруватість – відношення об'єму пор $\omega_{пор}$ до об'єму ґрунту ω :

$$p = \omega_{пор} / \omega. \quad (8.1)$$

Розглянемо певний переріз ґрунту (рис. 8.2).

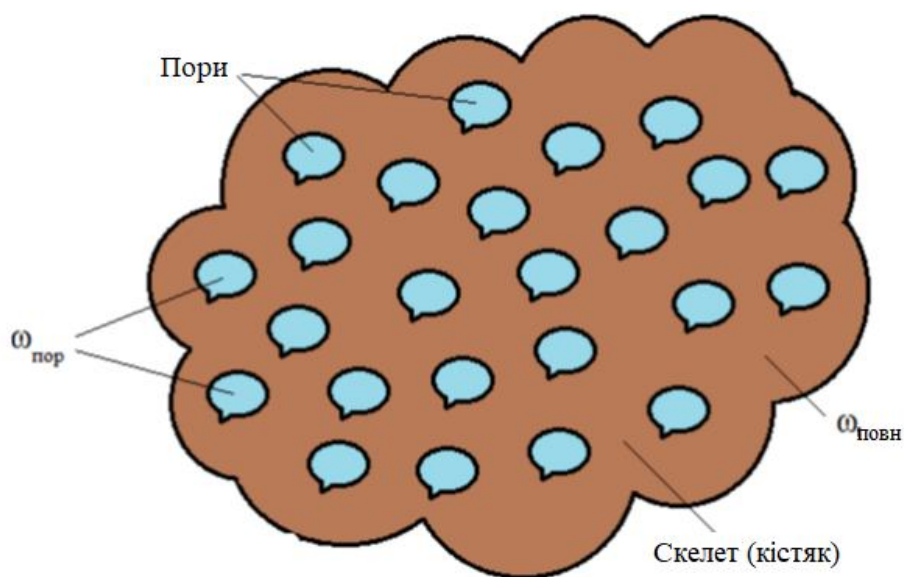


Рисунок 8.2 – Переріз ґрунту

У механіці ґрунтів використовують поняття *коефіцієнта поруватості* – відношення об'єму пор $\omega_{пор}$ до об'єму мінеральної частини (кістяка) в певному об'ємі $\omega_{ск}$.

$$p = \frac{\omega_1 - \omega_2}{\omega_1}, \quad (8.2)$$

де p – коефіцієнта поруватості;

ω_1 – повний об'єм зернистого матеріалу;

ω_2 – сумарний об'єм твердих частинок.

Орієнтовні значення поруватості наведені в таблиці 8.1.

Таблиця 8.1 – Орієнтовні значення поруватості

Ґрунти	Коефіцієнт поруватості, p	Будівельний матеріал	Коефіцієнт поруватості, p
Гравій ($d = 2\text{--}20$ мм)	0,3–0,4	Силікатна цегла	0,28
Пісок ($d = 0,05\text{--}2$ мм)	0,3–0,5	Червона цегла	0,3
Супісь	0,35–0,45	Трепельна цегла	0,67
Суглинки	0,35–0,5	Пінобетон	0,72
Глина	0,44–0,55	Акустична цегла	0,78
Торф	0,6–0,95		

За розмірами пори й тріщини розділяють на:

– *надкапілярні* (по ним відбувається вільне переміщення рідини) з розмірами надкапілярних пор – більше 0,5 мм, а надкапілярних тріщин – більше 0,25 мм;

– *капілярні* (рух відбувається при великому впливі сил поверхневого натягу) з розмірами капілярних пор яких знаходяться у межах від 0,5 до 0,002 мм, а капілярних тріщин – від 0,35 до 0,0001 мм.;

– *субкапілярні*.

Ґрунти з дрібнішими порами й тріщинами, ніж капілярні, дуже слабо пропускають рідини і газу.

Ґрунт називається *однорідним*, якщо його фільтраційні властивості не залежать від координат розглянутої точки, а *неоднорідним* – якщо його фільтраційні властивості залежать від місця розташування розглянутої точки.

8.2 Основний закон фільтрації, ламінарна і турбулентна фільтрація

При вивченні фільтрації, вважаємо, що поруває тіло й рідина утворюють суцільне середовище. Тоді, розглядаючи площі, що значно перевершують розміри частинок ґрунту, можна вважати, що ґрунтовий потік суцільно заповнює весь простір поруватого середовища.

Уведемо поняття *швидкості фільтрації* – це відношення фільтраційної витрати до площі поперечного перерізу пористого середовища (усього фільтруючого шару):

$$V_{\phi} = \frac{Q}{\omega}, \quad (8.3)$$

де Q – *фільтраційна витрата* – об'єм рідини, що проходить через переріз ґрунту (пористого середовища) ω за одиницю часу.

При цьому нагадаємо, що $\omega = \omega_{пор} + \omega_{ск}$.

Швидкість фільтрації V_{ϕ} пов'язана з дійсною швидкістю фільтрації руху рідких частинок у порах фільтруючого середовища u співвідношенням:

$$V_{\phi} = u \cdot p, \quad (8.4)$$

Оскільки $p = \frac{\omega_{пор}}{\omega} < 1$, то швидкість фільтрації завжди менше дійсної швидкості руху. Тоді, дійсна величина швидкості фільтрації:

$$u = \frac{Q}{p\omega}. \quad (8.5)$$

Дійсні швидкості просочування через пори u більші, ніж швидкість фільтрації в $1 / m$ раз.

Рух рідини в ґрунтах відбувається при наявності дуже великих опорів, які викликані малими розмірами порохівих каналів, їхньою звивистістю, неправильною формою, великою шорсткістю й низкою інших факторів, що значно знижує швидкість фільтрації. У зв'язку із цим у ґрунтовому потоці вважають, що гідравлічний напір H дорівнює п'єзометричному напору $z + p / \rho g$, тобто нехтують швидкісним напором.

Тоді, питома енергія потоку (напір): $H = z + p / \rho g$.

У результаті вивчення руху води в піщаних фільтрах (пісках і глинах) Дарсі встановив, що швидкість фільтрації у випадку усталеного руху лінійно залежить від гідравлічного ухилу та описуються наступною залежністю, яка називається *формулою Дарсі* та описує *основний закон ламінарної фільтрації*:

$$u = K \frac{\Delta H}{\Delta l} = K \cdot I, \quad (8.6)$$

де u – швидкість фільтрації у даній точці фільтруючого потоку;

I – п'єзометричний ухил у тій же точці, $I = h_l / l = -dH / ds$, тобто це гідравлічний ухил, який відповідає втраті напору ΔH при русі рідини через ґрунт на довжині Δl ;

K – коефіцієнт пропорційності, який називається коефіцієнтом фільтрації.

При лінійному зменшенні напору за довжиною за умови що $d/dl < 0$:

$$I = \frac{(z_1 + \frac{p_1}{\rho g}) - (z_2 + \frac{p_2}{\rho g})}{l} = \frac{H_1 - H_2}{l}. \quad (8.7)$$

При виконанні рівності (8.6) втрати напору пропорційні швидкості в першому ступені фільтрації, тобто режим руху – *ламінарний*.

Таким чином, швидкість фільтрації прямо пропорційна гідравлічному ухилу. Витрата рідини при фільтрації визначається, як:

$$Q = \omega \cdot K \cdot I = \frac{\omega \cdot K \cdot H}{l}. \quad (8.8)$$

Закон Дарсі має певні обмеження застосування, так, для води звичайної температури ($\nu = 0,02 \text{ см}^2/\text{с}$) деякі автори рекомендують застосовувати цей закон за умови (ламінарна фільтрація):

$$\text{Re}_\phi = \frac{u \cdot d}{\nu} < 1 \div 7, \quad (8.9)$$

де d – діаметр (см) частинки ґрунту деякого середнього розміру.

Зі збільшенням крупності фракцій ґрунту і підвищенні швидкості відбувається перехід від ламінарної фільтрації до турбулентної. Початок цього переходу визначається критичним значенням числа Рейнольдса, який характеризує фільтраційний рух. За даними Н. Н. Павловського:

$$Re_{\phi.кр} = 7 \div 9, \quad (8.10)$$

де

$$Re_{\phi} = \frac{V_{\phi} \cdot d_e}{\nu} \frac{1}{0,75p + 0,23}. \quad (8.11)$$

Якщо $10 < Re_{\phi} < 10\,000$ швидкість фільтрації описується емпіричною залежністю:

$$V_{\phi} = K \cdot I^m, \quad (8.12)$$

де $m < 1$.

Якщо $Re_{\phi} > 10\,000$ настає чисто турбулентна фільтрація, яка описується квадратичним законом опору, при цьому $m = 0,5$ і швидкість фільтрації описується так:

$$V_{\phi} = K_{турб} \cdot \sqrt{I}, \quad (8.13)$$

де $K_{турб}$ – коефіцієнт турбулентної фільтрації, який знаходять за формулою С. В. Ізбаша:

$$K_{турб} = c_{\phi} \cdot p \cdot \sqrt{d}, \quad (8.14)$$

Для крупнозернистих ґрунтів ($K_{турб}$, см/с) $c_{\phi} = 20 - 14 / d$, тоді

$$K_{турб} = \left(20 - \frac{14}{d}\right) \cdot p \cdot \sqrt{d}, \quad (8.15)$$

де d – середній частинок, см;
 p – поруватість кам'яного насипу.

8.3 Коефіцієнт фільтрації

Коефіцієнт фільтрації K представляє собою швидкість фільтрації при ухилі рівному одиниці $I = 1$ й має розмірність швидкості. Досліди показують, що для води певної температури, величина K залежить тільки від роду ґрунту.

Взагалі, величина K залежить від властивостей поруватого середовища (форми, розмірів, взаємного розташування, шорсткості частинок), засоленості ґрунту й в'язкості рідини (а отже, від її температури).

Таким чином, коефіцієнт фільтрації, що входить до формули (8.6) сумарно враховує усі особливості пористого матеріалу, так і властивості рідини, яка протікає в ньому. Коефіцієнт фільтрації може змінюватися під впливом електричних і магнітних полів.

Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації наведені в таблиці 8.2.

Таблиця 8.2 – Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації [7]

Ґрунти	Коефіцієнт фільтрації, K , м/доб	Ґрунти	Коефіцієнт фільтрації, K , м/доб
Глина	0,1–0,001	Пісок дрібнозернистий	1–5
Суглинок важкий	0,05	Пісок середньозернистий	5–20
Суглинок легкий	0,05–0,1	Пісок крупнозернистий	20–50
Супісок	0,1–0,5	Гравій	20–150
Льосс	0,25–0,5	Галечник	100–500
Пісок пиловатий	0,5–1,0	Крупний галечник без піщаного заповнення	500–1000 або більше

Властивість поруватого середовища пропускати через себе рідину, газ під дією прикладеного перепаду тиску називається *проникністю*. Проникність оцінюється коефіцієнтом проникності, який залежить не від властивостей рідини, а тільки від властивостей ґрунту й вимірюється в тих же одиницях, що й площа (м^2). Його можна надати в такому вигляді:

$$K_{\Pi} = \frac{g \cdot K}{\nu}, \quad (8.16)$$

де ν – коефіцієнт кінематичної в'язкості рідини.

Тоді формулу Дарсі можна представити у вигляді:

$$u = \frac{g \cdot K_{\Pi}}{\nu}. \quad (8.17)$$

Для визначення коефіцієнта фільтрації застосовують емпіричні формули. Для піщаних ґрунтів використовують формулу Хазена:

$$K = \frac{c \cdot d_e^2 \cdot g}{\nu}, \quad (8.18)$$

де c – безрозмірний коефіцієнт, що залежить від пористості ґрунту (табл. 8.3);
 d_e – ефективний діаметр частинок пористого середовища;
 ν – коефіцієнт кінематичної в'язкості рідини.

Таблиця 8.3 – Значення коефіцієнту c залежно від пористості ґрунту

Ґрунт	Значення коефіцієнту c
Дуже щільні піски	$8,5 \cdot 10^{-4}$
Піски середньої пористості	$16 \cdot 10^{-4}$
Піски з округлених частинок	$21 \cdot 10^{-4}$

Коефіцієнт фільтрації іноді записують так:

$$K = \frac{\rho \cdot g}{\mu} \cdot K_{II} = \frac{g}{\nu} \cdot K_{II}. \quad (8.19)$$

Коефіцієнт фільтрації визначається як середньоарифметичне значення за результатами лабораторних і польових досліджень, отриманих в однакових умовах.

Для визначення коефіцієнта фільтрації використовують три методи:

- *лабораторний метод*, де K визначається в лабораторії на спеціальному приладі, у який закладається зразок досліджуваного ґрунту;
- *розрахунковий метод*, де K визначається розрахунком за особливими емпіричними формулами залежно від величини діаметра частинок ґрунту;
- *польовий метод*, де K визначається на місці будівництва («у полі») шляхом відкачки води із спеціально побудованих колодязів.

Для визначення коефіцієнтів фільтрації нев'язких ґрунтів у лабораторних випробуваннях використовують прилад Дарсі (рис. 8.1).

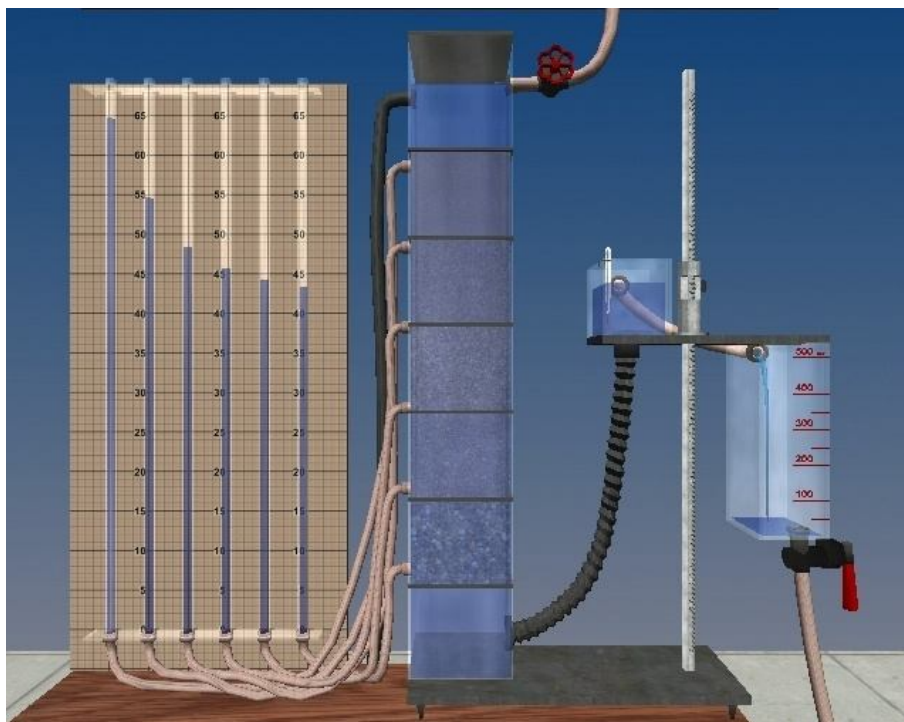


Рисунок 8.1 – Прилад Дарсі

Установка (рис. 8.1) становить собою виконану з прозорого органічного скла вертикальну колону квадратного перерізу, яка заповнена чотирма шарами піщаного ґрунту різної крупності та шаром мілкового гравію. На межах шарів є штуцери, до яких через гумові шланги приєднані скляні п'єзометри для вимірювання напорів.

Вода в колону надходить з бака. Для підтримки постійного рівня води над поверхнею ґрунту в моделі (з метою забезпечення усталеного руху фільтраційного потоку) є переливна трубка.

Зміна в досліді величини градієнта напору (отже, і фільтраційної витрати) досягається зміною висотного розташування зливного пристрою, який з'єднаний гофрованим гумовим шлангом з нижньою частиною колони. При цьому зливний пристрій гвинтом переміщується по стійці, що має шкалу з сантиметровим діленням. Для закріплення зливного пристрою у потрібному положенні слугує стопорний гвинт.

У вертикальному відкритому циліндрі з площею поперечного перерізу ω покладений пісок, що знизу підтримується сіткою. Вода надходить по трубці, сталість рівня підтримується зливом води через трубу (внизу приладу).

Вода, що фільтрується через ґрунт, збирається під решіткою на дні циліндра і витікає назовні через кран. Після того як рух стане сталим, знаходять витрату Q і вимірюють покази п'єзометрів, приєднаних до бічної стінки циліндра в межах частини обсягу, заповненого ґрунтом.

За формулою (8.3) визначають швидкість фільтрації $V_\phi = Q / \omega$, гідравлічний ухил $I = h_{mp} / l$ (h_{mp} – різниця показань у двох п'єзометрах на відстані l один від одного). За формулою (8.6) знаходимо коефіцієнт фільтрації K .

У деяких щільних ґрунтах (глини й важкі суглинки) фільтрація починається лише тоді, коли гідравлічний ухил (градієнт напору) перевищить початковий градієнт I_0 . Тоді замість формули (8.6) використовують формулу:

$$U = -K \left(\frac{d}{dl} + I_0 \right) = K(I - I_0). \quad (8.20)$$

Для дуже щільних глин $I_0 = 20\text{--}30$.

Експериментально встановлено, що закон Дарсі при числах Рейнольдса Re , що перевищують деякі значення $Re_{кр}$, порушується:

- якщо $Re < Re_{кр}$ – зберігається лінійний закон фільтрації (ламінарна фільтрація);
- якщо $Re > Re_{кр}$ – турбулентна фільтрація, при якій залежності u та I інші. Для цих випадків експериментально визначено, що:

$$I = a + b \quad (8.21)$$

або

$$u = c I, \quad (8.22)$$

де a, b, c – коефіцієнти, що отримані дослідним шляхом для конкретних випадків руху ґрунтових вод.

Якщо швидкості такі малі, що можна знехтувати другим членом рівняння (8.21), одержуємо формулу Дарсі. Якщо швидкості значні й можна знехтувати членом a , одержуємо формулу, що нагадує Шезі:

$$u = K_{кр} \cdot I. \quad (8.16)$$

Формулу (8.22) застосовують для тріщинуватих порід при $n = 1\text{--}1,75$.

Інакше кажучи, турбулентний режим руху води можливий при фільтрації у великих частинках, наприклад, при русі води в кам'яному насипі (див. формулу (8.15) Ізбаша).

Тема 9 Приплив води до споруд

Далі розглянемо приплив до колодязів, прямокутної земляної перемички, водозбірної галереї, платину, відкритого каналу та інших споруд та наведемо приклади фільтраційних розрахунків для цих споруд.

Грунтовий колодязь. Витрату води (дебіт) колодязя, який закладений у водоносному пласті з горизонтальним непроникним підстилаючим шаром, визначають за формулою:

$$Q = \frac{1,36 \cdot K (H^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r_0}}, \quad (9.1)$$

де H – рівень стояння води у колодці до початку відкачки (статичний рівень);
 h – рівень, який встановлюється у колодязі у процесі відкачки (динамічний рівень);

$Z = H - h$ – глибина відкачки;

R – радіус впливу колодязя, який визначають за формулою Зіхарда:

$$R = 3000(H - h)\sqrt{K}. \quad (9.2)$$

Радіус впливу колодязя визначається дослідним шляхом на основі гідрологічних випробувань. Для орієнтовних розрахунків можна прийняти:

– від 250 до 500 м – для піщаних ґрунтів, а саме: $R = 250$ м – для мілко зернистого піску, $R = 500$ м – для піску середньої крупності, $R = 1\,000$ м – для крупнозернистого піску;

– від 700 до 1 000 м – для крупнозернистих ґрунтів.

Артезіанський колодязь. Якщо водоносний шар розташовується між двома водонепроникними шарами і знаходиться під надлишковим тиском, то витрату колодязя, закладеному у такому пласті, визначають за формулою:

$$Q = \frac{2,73 \cdot K \cdot A \cdot (H - h)}{\lg \frac{R}{r_0}}, \quad (9.2)$$

де A – товщина водоносного шару.

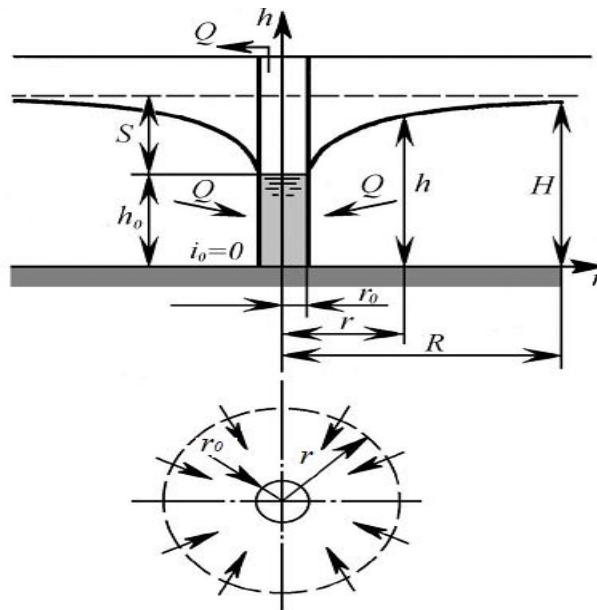


Рисунок 9.1 – Схема колодзя (свердловини)

Водозабірня галерея (дренажний канал). Допустимо, що галерея розташована на горизонтальному водоупорі (рис. 9.2). Тут H – потужність водоносного шару; L – межа дії галереї, яка відповідає умові $Z \approx H$. Рівняння кривої депресіїї припливу ґрунтових вод до одиночної галереї виглядає так:

$$q = K \frac{Z - h^2}{2x}, \quad (9.3)$$

а однобічна питома витрата $q = K \frac{H^2 - h^2}{2L}$.

Тоді повна витрата до однобічної галереї становитиме:

$$Q = 2ql = K \frac{H^2 - h^2}{L} l, \quad (9.4)$$

де l – довжина галереї. Якщо виключити q з формул, бачимо, що крива депресіїї не залежить від коефіцієнта фільтрації K .

Приплив води до водозабірної галереї при безнапірному русі ґрунтових вод, що плавно змінюється, по горизонтальному водопроникному шару (рис. 9.2). Дно галереї розташоване на водоупорі. До галереї з двох сторін притікає питома витрата ($q = Q / B$), що дорівнює подвоєній питомій витраті, визначається за формулою:

$$q = \frac{k}{2} (H + h) \cdot i_{cp}. \quad (9.5)$$

Рівняння вільної поверхні виглядає так:

$$Z^2 - h^2 = 2g / K x, \quad (9.6)$$

де x – відстань від зовнішньої стінки галереї до створу з поточною глибиною h .

Якщо ввести поняття довжини впливу галереї $L_{гал}$, при $x = L_{гал}$, можна одержати формулу для підрахунку питомої витрати, що надходить з двох боків:

$$q = K \frac{(H - h_{гал})}{L}. \quad (9.7)$$

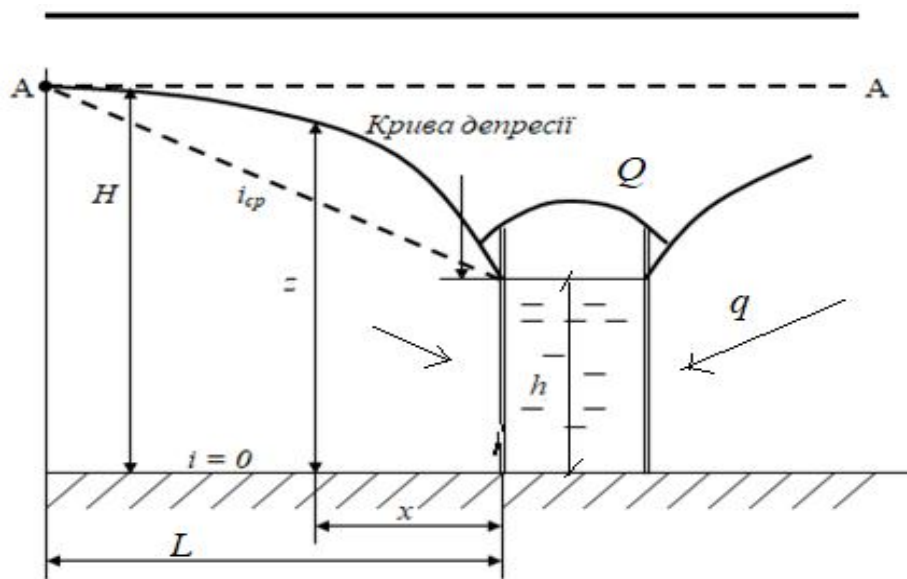


Рисунок 9.2 – Водозабірна галерея

Витрата, що надходить у галерею завдовжки B , при двобічному надходженні:

$$Q = K \cdot B \frac{(H - h_{гал})}{L}. \quad (9.8)$$

Якщо водозбірна галерея розташована на водонепроникному шарі, то її витрата визначається, як

$$Q = K \cdot l \frac{(H^2 - h^2)}{L - b} = K \cdot l \frac{H^2 - h^2}{L}. \quad (9.9)$$

де l – довжина галереї;
 $2b$ – ширина галереї;

L – ширина зони пониження рівня ґрунтових вод з кожної сторони галереї, яка визначається за емпіричними даними залежно від властивостей ґрунту; у першому наближенні приймають:

$$L = (H - h) / i_{cp}, \quad (9.10)$$

де i_{cp} – середній ухил кривої депресії (табл. 9.1).

Таблиця 9.1 – Значення середнього ухилу кривої депресії.

Ґрунт	Значення i_{cp}
Галька, крупний пісок	0,003–0,005
Пісок	0,005–0,015
Піщано-глинисті ґрунти	0,05–0,1
Глинисті ґрунти	0,1
Щільні глини	0,15

Прямокутна земляна перемичка. Розглянемо фільтрацію через прямокутну земляну перемичку на горизонтальному водоупорі (рис. 9.3).

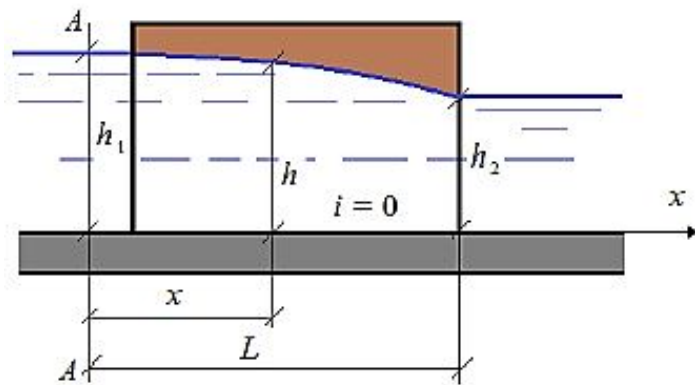


Рисунок 9.3 – Фільтрація через прямокутну земляну перемичку

Крива депресії ($i = 0$) описується рівнянням:

$$q = K \frac{h_1^2 - h^2}{2x}, \quad (9.11)$$

а питома витрата визначається за формулою Дюпюї:

$$q = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L}. \quad (9.12)$$

Виключивши питому витрату з двох останніх формул, отримаємо рівняння кривої депресії:

$$h = \sqrt{h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) \frac{x}{L}}. \quad (9.13)$$

Звідки маємо, що крива депресії не залежить від коефіцієнта фільтрації, а отже і від водонепроникного шару ґрунту – при заданих h_1 і h_2 крива депресії буде, наприклад, однаковою для піску і суглинки.

Однорідна земляна платина на горизонтальному водоупорі. Схеми фільтрації зображені на рисунку 9.4.

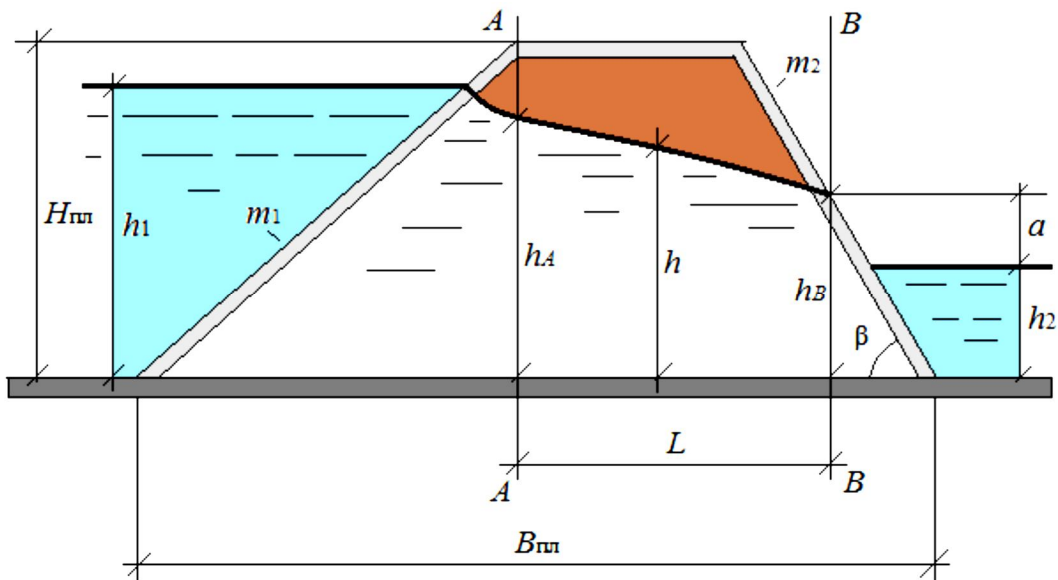


Рисунок 9.4 – Однорідна земляна платина на горизонтальному водоупорі

Параметри фільтраційного потоку води через тіло однорідної земляної платини пов'язані співвідношеннями:

$$\left\{ \begin{aligned} q &= K\varepsilon(h_1 - h_A); \\ q &= K \frac{h_A^2 - h_B^2}{2L}; \\ q &= Ka \sin\left(1 + \ln \frac{h_B}{a}\right); \\ L &= B_{III} - m_1 H_{III} - m_2 h_B; \\ h_B &= a + h_2, \end{aligned} \right. \quad (9.14)$$

де $\varepsilon = 1,12 + \frac{1,93}{m_1}$ – емпіричний коефіцієнт. Невідомими величинами у системі є: h_A, h_B, q, L, a . Друге рівняння можна записати так:

$$h_A^2 - h_B^2 - \frac{2L}{B} = 0. \quad (9.15)$$

Рівняння (9.14) є кінцевим рівнянням відносної величини a проміжку височування. Рішення знаходять чисельно, наприклад, методом Ньютона.

Знаючи величину a , послідовно знаходимо:

h_B – з останнього рівняння системи;

q – з третього рівняння системи;

L – з четвертого рівняння системи;

h_A – з першого рівняння системи.

За умови $\beta < \pi/2$ (рис. 9.4) проміжок височування завжди існує, тобто $a \neq 0$. У іншому випадку ($a \rightarrow 0$) питома витрата також буде $q \rightarrow 0$, що суперечить фізичному смислу.

Відкритий канал, вільна фільтрація. При проектуванні каналів (особливо, необлицьованих) слід враховувати втрати опору з нього на фільтрацію. При цьому спостерігається зазвичай різкозмінюючий рух ґрунтових вод, який не піддається гідравлічному розрахунку. На практиці такі рухи досліджують за допомогою гідромеханічного підходу методом електрогідродинамічної аналогії.

Розглянемо найпростіший випадок «вільної фільтрації» з каналу, який вирішується на основі гідравлічного підходу (рис. 9.5).

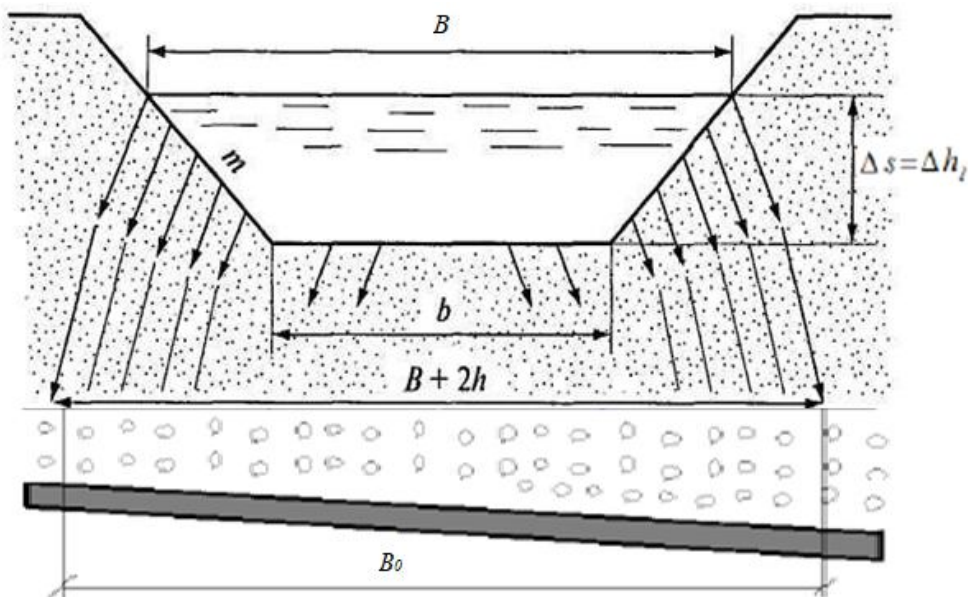


Рисунок 9.5 – Вільна фільтрація з відкритого каналу

Вільна фільтрація з відкритого каналу виникає, коли на достатньо великій глибині знаходиться сильно водопроникний шар ґрунту (як дренаж). Вода просочується у ґрунт, ніби вільно падаючи у порах ґрунту, при цьому лінії току намагаються стати прямолінійними, а живі перерізи – плоскими ($\Delta h \cdot i = \Delta s$).

Тоді, п'єзометричний ухил $I = \frac{\Delta h}{\Delta s} = 1$, а середня швидкість $V = K$, а питома витрата:

$$q = \omega V = B_0 \cdot 1 \cdot K = K \cdot B_0, \quad (9.16)$$

де B_0 – ширина фільтраційного потоку, який розраховують за формулою Н. Н. Павловського, яка показує завищені значення, що створює певний запас на випадок невільної фільтрації: $B_0 \approx B + 2h$.

Контрольні питання

1. Назвіть види руху рідин в ґрунтах?
2. Що таке фільтрація?
3. Як визначається швидкість фільтрації при ламінарному і турбулентному режимах?
4. Дайте визначення поруватості ґрунту.
5. Яке рівняння називають законом Дарсі?
6. Наведіть формулу визначення коефіцієнта фільтрації.
7. Наведіть схему приладу Дарсі.
8. Наведіть схему водозабірної галереї.
9. За якою формулою визначають витрату, що надходить у галерею, при двосторонньому надходженні?
10. Що називається радіусом впливу колодязя?
11. Як визначається питома витрата при фільтрації через прямокутну земляну перемичку?
12. Наведіть визначення питомої витрати при вільній фільтрації з відкритого каналу?

КОНТРОЛЬНІ ЗАВДАННЯ

Завданням для контрольної роботи передбачається складання відповідей на контрольні запитання, номери яких указані в конспекті лекцій, а також розв'язання задачі з розрахунку каналу.

Таблиця 1 – Варіанти контрольних запитань

Номер розділу	Номера варіантів (остання цифра номера залікової книжки)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	5	6	7	8	9	3	4	–
2	–	–	5	–	4	–	–	2	3	1
3	2	1	4	5	6	7	8	–	–	–
4	–	–	3	-	7	–	–	2	7	5
5	1	5	–	6	3	4	2	–	–	–
6	–	–	–	5	–	1	2	–	3	4
7	1	3	2	–	–	–	–	–	–	–
8–9	1	8	6	5	7	4	3	9	10	2

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Чугаев Р. Р. Гидравлика : учебник для вузов / Р. Р. Чугаев. – 4-е изд., доп. и перераб. – Л. : Энергоиздат, 1982. – 672 с.
2. Альтшуль А. Д. Гидравлика и аэродинамика : учебник для студ. вузов / А. Д. Альтшуль, Л. С. Животовский, Л. П. Иванов. – М. : Стройиздат, 1987. – 414 с.
3. Большаков В. А. Гидравлика. Общий курс / В. А. Большаков, В. Н. Попов. – Київ : Вища школа. – 1989. – 215 с.
4. Константинов Ю. М. Гидравлика : учебник / Ю. М. Константинов. – 2-е изд. перераб. и доп. – Київ : Вища школа. – 1988. – 398 с.
5. Даус М. Є. Загальна та річкова гідравліка : конспект лекцій / М. Є. Даус, 2008. – 98 с.
6. Штеренлихт Д. В. Гидравлика : учебник для вузов / Д. В. Штеренлихт. – 3-е изд., перераб. и доп. – М. : Колосс, 2008. – 656 с.
7. Шевченко Т. О. Конспект лекцій з дисципліни «Інженерна гідравліка» (для студ. 3 курсу ден. і заоч. форм навч. напрямів підготовки 6.060103 – Гідротехніка (Водні ресурси) та 6.060101 – Будівництво (спеціальності 7.06010108, 8.06010108 – Водопостачання та водовідведення)) / Т. О. Шевченко, М. М. Яковенко ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ, 2013. – 117 с.
8. Методичні рекомендації до практичних занять та виконання розрахунково-графічного завдання з навчальної дисципліни «Інженерна гідравліка» (для студ. 2–3 курсів ден. та заоч. форм навчання спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, спеціалізації (освітні програми) «Цивільна інженерія (Водопостачання та водовідведення)», «Гідротехніка (Водні ресурси)») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. П. Галкіна. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 97 с.
9. Справочник по гидравлике / В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов, В. Ю. Даденков. – 2-е изд. – Київ : Вища школа. – 1984. – 343 с.
10. Есин А. И. Гидравлика каналов : краткий курс лекций для студентов III курса / А. И. Есин. – Саратов : ФГОУ ВПО «Саратовский ГАУ». – 2016. – 79 с.
11. Chow Ven Te. Open-Channel Hydraulics / Ven Te Chow. – McGraw-Hill Classic TextBook Reissue, 1988. – 680 p.
12. Akan A. Osman. Open channel hydraulics / A. A. Osman. – Elsevier, 2011.
13. Abrishami J. Hydraulic Open Canals / J. Abrishami, M. Hosseini. – Mashhad University Press, 19th edition, 2017.

Навчальне видання

ГАЛКІНА Олена Павлівна

ІНЖЕНЕРНА ГІДРАВЛІКА

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для студентів 2–3 курсів денної та заочної форм навчання
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія,
спеціалізації (освітні програми) «Цивільна інженерія (Водопостачання та
водовідведення) », «Гідротехніка (Водні ресурси) »)*

Відповідальний за випуск *Г. І. Благодарна*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *О. П. Галкіна*

План 2019, поз. 59 Л.

Підп. до друку 19. 10.2020. Формат 60 × 84/16.

Друк на ризографі. Ум. друк. арк. 5,9.

Тираж 50 пр. Зам. № .

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.